



**Mário Jorge
Ledo dos Santos**

**Dimensionamento de camadas de reforço de pavimentos
rodoviários flexíveis**



**Mário Jorge
Ledo dos Santos**

**Dimensionamento de camadas de reforço de pavimentos
rodoviários flexíveis**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Doutor Agostinho António Rocha Correia e Almeida da Benta, Professor Auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

o júri

Presidente

Prof. Doutor Paulo Barreto Cachim

professor associado do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

Prof. Doutor Rui Alexandre Lopes Baltazar Micaelo

professor auxiliar da Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa

Prof. Doutor Agostinho António Rocha Correia e Almeida da Benta

professor auxiliar do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro

agradecimentos

A realização de uma tese de mestrado, embora tenha uma avaliação individual, não deixa de ser uma tarefa de carácter colectivo. O facto de mencionar nomes é uma tarefa algo ingrata e injusta, na possibilidade de enumerar todas as pessoas que contribuíram para o bom termo desta dissertação. No entanto, gostaria de expressar os meus sinceros agradecimentos, em particular, aos intervenientes mais directos na sua realização.

Ao Professor Doutor Agostinho Benta desejo manifestar um especial agradecimento pelo inestimável apoio dado, dedicação e orientação prestada ao longo do desenvolvimento da tese, além da disponibilidade e interesse que demonstrou aquando da sugestão do tema.

Ao Professor Doutor Jaime Ribeiro agradeço por toda a sua disponibilidade nas dúvidas expostas, além da transmissão da sua vasta experiência na área de reabilitação de pavimentos.

Ao Engenheiro João Simões pelo todo o material facultado e disponibilidade.

A delegação de Aveiro da Estradas de Portugal pelo material facultado.

Não posso também deixar de agradecer aos meus pais, pelo apoio e incentivo nesta etapa, deixando aqui a minha sincera gratidão.

A minha namorada pelo constante apoio e incentivo durante a realização deste trabalho, a sua presença foi fundamental ao longo da realização desta dissertação.

A todos os meus amigos que tiverem sempre comigo desde o início desta caminhada.

palavras-chave

Pavimento flexível, reabilitação estrutural, reforço, retroanálise, módulos de deformabilidade, métodos expeditos, métodos empírico-mecanicistas, deflexões reversíveis, betumes modificados, reflexão de fendas.

resumo

O compromisso assumido pelo Plano Rodoviário Nacional de 1985 e posteriormente o de 2000, tinham como objectivo dotar Portugal de infra-estruturas rodoviárias que permitissem o desenvolvimento sócio-económico do País e a coerência territorial. O Plano Rodoviário Nacional 2000 encontra-se praticamente concluído, sendo que os investimentos actuais e futuros canalizam-se para a conservação e sobretudo da reabilitação dos pavimentos. O principal objectivo prende-se com a melhoria da qualidade destes, já que grande parte da rede rodoviária nacional encontra-se degradada e com o fim de vida útil próximo, não garantindo a segurança, o conforto e economia dos seus utentes.

As intervenções a nível estrutural visam aumentar as características estruturais dos pavimentos, a partir de aplicações de camadas de reforço. No dimensionamento destes, é possível recorrer a vários métodos e metodologias, além das inovações em termos de materiais a aplicar em camada de reforço.

Ao contrário de alguns Países Europeus, Portugal não possui uma normalização que contemple a reabilitação estrutural de pavimentos rodoviários flexíveis. Os estudos efectuados permitem, desta forma, contribuir para uma melhor selecção dos métodos e metodologias, materiais e técnicas construtivas da reabilitação de pavimentos rodoviários flexíveis.

keywords

Flexible pavement, structural rehabilitation, reinforcement, backcalculation, elastic modulus, empirical methods, mechanistic-empirical methods, reversible deflections, modified bitumen, reflective cracking.

abstract

The commitment of the National Road Plan 1985 and subsequently in 2000, were intended to give Portugal a road infrastructure that would allow the socio-economic development of the country and coherency of its territory.

The National Road Plan 2000 is almost completed, and the current and future investments are channeled to the conservation and rehabilitation of the pavements. The main objective relates to improving the quality of these, since most of the national road network is degraded and in state of end of life around, not ensuring safety, comfort and economy to their users.

Interventions at the structural level are performed to raise the structural characteristics of pavements, through applications of reinforcement layers. In the design of these, you can use several methods and methodologies, in materials to be applied in a layer of reinforcement.

Unlike some European countries, Portugal does not have proper regulation that addresses the structural rehabilitation of flexible road pavements. Studies carried out, contribute to a better selection of methods and methodologies, materials and construction techniques of rehabilitation of flexible road pavements.

Índice Geral

Índice Geral	i
Índice de Figuras	v
Índice de Tabelas	ix
Simbologia.....	xi
Abreviaturas	xiii
1. Considerações Iniciais	1
1.1. Enquadramento	1
1.2. Objectivo.....	4
1.3. Estrutura do Trabalho	4
1.4. Tipo de Pavimentos	5
1.4.1. Pavimentos Flexíveis	7
1.4.2. Pavimentos Rígidos.....	9
1.4.3. Pavimentos Semi-Rígidos	10
1.5. Patologias dos Pavimentos Flexíveis	10
1.5.1. Deformações	12
1.5.2. Fendilhamento.....	14
1.5.3. Desagregação da Camada de Desgaste	17
1.5.4. Movimento de Materiais	19
1.5.5. Reparações	19
2. Avaliação da Qualidade dos Pavimentos.....	21
2.1. Enquadramento	21
2.2. Avaliação do Estado Superficial	21
2.2.1. Cálculo do Índice de Qualidade	25
2.3. Avaliação da Capacidade Estrutural do Pavimento	27
2.3.1. Viga de Benkelman	29
2.3.2. Deflectógrafo de Lacroix	31
2.3.3. Curviâmetro	31
2.3.4. Deflectómetro de Impacto.....	33
2.3.5. Deflectómetro de Alta Velocidade.....	40
2.4. Correlação entre os vários Equipamentos de Ensaio	41
2.5. Avaliação da Constituição dos Pavimentos	42
3. Reabilitação Estrutural de Pavimentos	45
3.1. Enquadramento	45
3.2. Técnicas de Reabilitação Estrutural de Pavimentos	46
3.2.1. Reforço.....	46
3.2.2. Reciclagem.....	46
3.2.3. Reconstrução.....	47
3.3. Subsecções Homogéneas	48
3.3.1. Método da AASHTO	49
3.3.2. Método da <i>Dirección General de Carreteras</i>	52
3.4. Definição dos Módulos de Deformabilidade	56
3.4.1. Correção dos Módulos de Deformabilidade.....	57

3.5.	Factores de Dimensionamento de Pavimentos.....	61
3.5.1.	Tráfego	62
3.5.2.	Temperatura de Serviço	66
3.5.3.	Fundação dos Pavimentos	69
3.5.4.	Materiais Granulares	70
3.5.5.	Materiais Betuminosos.....	71
3.5.6.	Critérios de Ruína dos Pavimentos Flexíveis.....	76
4.	Metodologias de Dimensionamento de Reforço	81
4.1.	Enquadramento	81
4.2.	Medidas Prévias de Reforço	81
4.3.	Métodos Expeditos.....	82
4.3.1.	Procedimento baseado nas Espessuras Efectivas	82
4.3.2.	Pré-dimensionamento do Reforço através do MACOPAV.....	85
4.3.3.	Procedimento da <i>Instrucción de Carreteras</i>	86
4.4.	Métodos Empírico-Mecanicistas.....	89
4.4.1.	Procedimento baseado nas Deflexões Reversíveis.....	89
4.4.2.	Procedimento baseado na Reflexão de Fendas.....	93
5.	Materiais.....	103
5.1.	Enquadramento	103
5.2.	Misturas Tradicionais de Reforço	103
5.2.1.	Misturas Betuminosas a Quente.....	103
5.2.2.	Misturas Betuminosas de Alto Módulo.....	104
5.3.	Novos Materiais.....	105
5.3.1.	Misturas Betuminosas com Betumes Modificados	105
5.3.2.	Misturas Betuminosas com Borracha Reciclada	110
5.3.3.	Malhas Metálicas.....	111
5.3.4.	Técnicas Anti-Reflexão de Fendas.....	112
6.	Simulação de Cenário.....	117
6.1.	Identificação e Descrição do Cenário	117
6.2.	Divisão do Troço em Subsecções Homogéneas.....	118
6.3.	Determinação dos Módulos de Deformabilidade.....	119
6.4.	Correcção dos Módulos de Deformabilidade.....	123
6.5.	Cálculo do Tráfego	125
6.6.	Cálculo da Espessura de Reforço.....	126
6.6.1.	Método das Espessuras Efectivas.....	126
6.6.2.	Dimensionamento através do MACOPAV	126
6.6.3.	Procedimento da <i>Instrucción Carreteras</i>	126
6.6.4.	Procedimento das Deflexões Reversíveis.....	127
6.6.5.	Procedimento da Reflexão de Fendas	128
6.6.6.	Análise Comparativa	129
6.7.	Cálculo da Espessura de Reforço pelo Procedimento das Deflexões Reversíveis, usando Diferentes Soluções Construtivas.	130
7.	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	137
8.	Referências Bibliográficas.....	143

Anexos

Anexo I: Temperaturas de Serviço

Anexo II: Pressupostos de Projecto

Anexo III: Definição das Subsecções Homogéneas

Anexo IV: Tratamento Estatístico e Cálculos Efectuados

Anexo V: Retroanálise

Anexo VI: Tabelas de Dimensionamento

Índice de Figuras

Figura 1.	Estrutura do sistema de gestão de pavimentos da EP (Picado-Santos et al. 2006a) .	2
Figura 2.	Estrutura tipo de um pavimento rodoviário (Picado-Santos et al. 2006b).....	6
Figura 3.	Distribuição das tensões num pavimento rígido e num pavimento flexível (PTC 2005).....	6
Figura 4.	Exemplo da degradação de tensões nas várias camadas que constituem o pavimento flexível (PTC 2005).....	7
Figura 5.	Esquema e comportamento de um pavimento flexível (Minhoto 2005)	9
Figura 6.	Esquema e comportamento de um pavimento rígido (Minhoto 2005)	10
Figura 7.	Rodeira com profundidade relevante (EP-JAE 2008)	13
Figura 8.	Deformação localizada (PTC 2005)	14
Figura 9.	Fenda isolada e fenda ramificada, da esquerda para a direita respectivamente.....	15
Figura 10.	Fendilhamento do tipo pele de crocodilo de malha estreita	15
Figura 11.	Fenda longitudinal junto ao eixo da estrada.....	16
Figura 12.	Desagregação superficial da camada betuminosa (Antunes et al. 2005)	17
Figura 13.	Desagregação da camada de desgaste, originando uma pelada.....	18
Figura 14.	Desagregação da camada de desgaste, por evolução da degradação do tipo pele de crocodilo, dando origem a ninhos	18
Figura 15.	Movimento de materiais finos para a superfície (PTC 2005)	19
Figura 16.	Remendo mal executado contribuindo para o fendilhamento precoce do pavimento	20
Figura 17.	Equipamento VIZIROAD e pormenor das teclas (Ferreira and Picado-Santos 2007)	22
Figura 18.	GERPHO e pormenor do equipamento fotográfico respectivamente (Geocisa 2002)	24
Figura 19.	Aspecto do veículo ARGUS (CM 2009).....	24
Figura 20.	Indicação qualitativa dos intervalos do Índice de Qualidade (Benta et al. 2008) ..	25
Figura 21.	Exemplo de uma bacia de deflexão obtida com o deflectómetro de impacto (Oda 2003)	29
Figura 22.	Esquema da constituição da viga de Benkelman e respectiva bacia de deflexão (Pereira and Miranda 1999)	30
Figura 23.	Ensaio com a viga de Benkelman (Fontul 2004)	30
Figura 24.	Deflectógrafo Lacroix e viga em posição de ensaio (SACR 2004)	31
Figura 25.	Curviâmetro e pormenor da corrente (Sina 2009).....	32
Figura 26.	Funcionamento do Curviâmetro (Sanchez 2004).....	32
Figura 27.	Exemplo de uma bacia de deflexões obtida pelo ensaio de curviâmetro (Alves 2007)	33
Figura 28.	Deflectómetro de Impacto (Simões and Cunha 2006)	33
Figura 29.	Representação esquemática do ensaio do FWD (Simões and Cunha 2006)	34
Figura 30.	Pormenor da placa de carregamento e da distribuição dos sensores (SHRP 1993)	35
Figura 31.	Localizações desfasadas (alternadas) (Simões and Cunha 2006)	36
Figura 32.	Influência das camadas de um pavimento flexível na obtenção da bacia de deflexões (Fontul 2004)	36

Figura 33.	Factor de ajuste da temperatura (Fd) (Jacinto 2003).....	39
Figura 34.	Ábaco para estimar a temperatura em profundidade, baseado na temperatura da superfície e do ar. (Jacinto 2003).....	40
Figura 35.	<i>Road Deflection Tester</i> (RDT) e <i>Rolling Wheel Deflectometer</i> (RWD) (Alves 2007; Fontul 2004).....	40
Figura 36.	<i>High Speed Deflectograph</i> (HSD) (Fontul 2004).....	41
Figura 37.	Execução de sondagens à rotação e carote retirado de um pavimento rodoviário flexível (Antunes et al. 2005).....	43
Figura 38.	Abertura de poços (Alves 2007).....	43
Figura 39.	Cone de penetração dinâmico (Bernucci et al. 2006).....	44
Figura 40.	Comparação entre os resultados obtidos com o GPR num pavimento novo e num pavimento antigo (Alves 2007).....	44
Figura 41.	Exemplo de uma divisão em subsecções considerando a deflexão central, a espessura das camadas, a fundação e o tráfego (Benta 2008).....	49
Figura 42.	Exemplo da divisão em subsecções homogéneas pelo método das somas acumuladas (Bernucci et al. 2008).....	51
Figura 43.	Exemplo de uma representação gráfica das deflexões e divisão em subsecções (Carreteras 2002).....	52
Figura 44.	Exemplo do ajuste das deflexões de cálculo (rosa) às deflexões medidas (azul)...	57
Figura 45.	Cálculo da temperatura equivalente das camadas betuminosas (Fontul 2004).....	59
Figura 46.	Esquema adoptado para a acção de um eixo-padrão sobre um pavimento (Picado-Santos et al. 2006b).....	65
Figura 47.	Temperatura de serviço de camadas betuminosas com base no ábaco da Shell (Picado-Santos et al. 2006b).....	66
Figura 48.	Representação esquemática do critério de ruína à fadiga.....	77
Figura 49.	Representação esquemática do critério à deformação permanente.....	79
Figura 50.	Fresagem de um pavimento (Bernucci et al. 2006).....	81
Figura 51.	Ábaco da Asphalt Institute para o cálculo da espessura de um pavimento só constituído por camadas de betão betuminoso (Picado-Santos et al. 2006b).....	84
Figura 52.	Espessura (cm) de pré-dimensionamento para pavimento flexível com classe de fundação F3 (EP-JAE 1995).....	85
Figura 53.	Modelo de Burmister (Neves 2007).....	89
Figura 54.	w-factor em função da temperatura média mensal do ar.....	94
Figura 55.	Temperatura média anual do ar em função do w-factor.....	95
Figura 56.	Determinação do coeficiente de envelhecimento para ligantes convencionais e para ligantes modificados com borracha.....	96
Figura 57.	Determinação do coeficiente de correcção para a temperatura em função da temperatura de ocorrência de reflexão de fendas.....	98
Figura 58.	Relação entre o coeficiente de correcção in-situ e a percentagem de fendas.....	99
Figura 59.	Aspecto da macrotextura de uma mistura betuminosa com BMB (RECIPAV 2007).....	108
Figura 60.	Colocação da malha metálica (Neves and Alves 2007).....	112
Figura 61.	Mecanismo de propagação de fendas e respectivo sistema anti-reflexão de fendas (Antunes et al. 2005).....	113
Figura 62.	Esquema de aplicação do SAMI entre a camada antiga e a camada de reforço (ARTS).....	113

Figura 63.	Rega de betume e aplicação do geotextil (Antunes et al. 2008).....	114
Figura 64.	Aspecto da geogrelhas (Téchné 2009) e respectiva colocação em obra (Huesker 2009)	115
Figura 65.	Exemplo da colocação da malha de aço (Antunes et al. 2008)	116
Figura 66.	Perfil tipo do pavimento.....	118
Figura 67.	Redução dos módulos de deformabilidade devido à correcção do efeito da temperatura.....	125
Figura 68.	Dimensionamento da camada de reforço para 4% de reflexão de fendas	129
Figura 69.	Espessuras de reforço obtidas para a subsecção pelos diferentes métodos	130
Figura 70.	Espessura de reforço a aplicar na subsecção Z8 recorrendo a diferentes materiais	131
Figura 71.	Espessura de reforço a aplicar na subsecção M1 recorrendo a diferentes materiais.. ..	132
Figura 72.	Número de eixos-padrão admissíveis para as misturas antigas.....	133
Figura 73.	Número de eixos-padrão admissíveis para o critério de ruína mais condicionante	134
Figura 74.	Número de eixos-padrão admissíveis para o critério à fadiga.....	134
Figura 75.	Número de eixos-padrão admissíveis para o critério de ruína à deformação permanente	135

Índice de Tabelas

Tabela 1.	Camadas constituintes de um pavimento flexível, respectivas características e espessuras (EP-JAE 1995; Picado-Santos et al. 2006b)	8
Tabela 2.	Famílias e tipos de degradações (Pereira and Miranda 1999)	12
Tabela 3.	Degradações, níveis de gravidade e área afectada/valor adoptado para o cálculo do índice de qualidade global (Picado-Santos et al. 2006a)	26
Tabela 4.	Quantificação do IRI, na ausência de medição directa (Picado-Santos et al. 2006a; Picado-Santos et al. 2006b)	27
Tabela 5.	Posições possíveis para os geofones (SHRP 1993)	35
Tabela 6.	Posições obrigatórias para os geofones (SHRP 1993).....	35
Tabela 7.	Posições obrigatórias para os geofones (InIR 2009)	35
Tabela 8.	Correlações entre os vários equipamentos e a viga de Benkelman (Carreteras 2002)	41
Tabela 9.	Principais técnicas de reciclagem (Baptista 2006)	47
Tabela 10.	Grau de homogeneidade.....	51
Tabela 11.	Coefficientes de correcção da deflexão devida à humidade do solo de fundação (Carreteras 2002).....	54
Tabela 12.	Coefficientes de correcção da deflexão devida à temperatura do pavimento (Carreteras 2002).....	55
Tabela 13.	Valores simbólicos dos módulos de deformabilidade e dos coeficientes de Poisson dos vários materiais usados nos pavimentos rodoviários (Domingos 2007; EP-JAE 1995)	62
Tabela 14.	Factores de agressividade do tráfego (EP-JAE 1995).....	63
Tabela 15.	Classes de tráfego definidas pelo número de pesados acumulados em 20 anos (Picado-Santos et al. 2006b)	64
Tabela 16.	Temperatura $T_{m\acute{a}x}$ e $T_{m\acute{i}n}$ de quarenta localizações (Picado-Santos et al. 2006b)	69
Tabela 17.	Classes de fundação (EP-JAE 1995).....	70
Tabela 18.	Trabalhos de Prévios de Reforço (Batista 2004).....	82
Tabela 19.	Factor de conversão C (Picado-Santos et al. 2006b).....	83
Tabela 20.	Valores limite das deflexões (10^{-2} mm) para o esgotamento estrutural (Carreteras 2002)	87
Tabela 21.	Espessura total de misturas betuminosas novas (cm) (Carreteras 2002).....	87
Tabela 22.	Espessuras mínimas de reforço (cm) para pavimentos betuminosos (Carreteras 2002)	88
Tabela 23.	Condições do dano (Picado-Santos et al. 2006b).....	92
Tabela 24.	Coefficientes 'a _{ij} ' e 'b _{ij} '	100
Tabela 25.	Definição da sequência de propriedades dos pavimentos	100
Tabela 26.	Configuração do deflectómetro de impacto para a realização do ensaio	117
Tabela 27.	Número de subsecções obtidas em cada um dos métodos	119
Tabela 28.	Deflexões representativas de cada subsecção obtida pelo Método da ASSHTO. 120	
Tabela 29.	Deflexões representativas de cada subsecção obtidas pelo Método da DGC	120

Tabela 30.	Deflexões representativas de cada subsecção obtidas pelo método da DGC corrigidas para o efeito da temperatura e da humidade.....	120
Tabela 31.	Espessuras consideradas para as zonas definidas pelo Método ASSTHO	121
Tabela 32.	Espessuras consideradas para as zonas definidas pelo Método da DGC	121
Tabela 33.	Módulos de Deformabilidade pelo Método ASSTHO	122
Tabela 34.	Módulos de Deformabilidade pelo Método DGC	122
Tabela 35.	Temperaturas do ar e da superfície do pavimento, e respectiva hora de ensaio...	123
Tabela 36.	Módulos de deformabilidade das misturas betuminosas para a temperatura de p..... rojecto.....	124
Tabela 37.	Módulos de deformabilidade das misturas betuminosas para a temperatura de projecto.....	124
Tabela 38.	Verificação dos critérios de ruína.....	128
Tabela 39.	Valores adoptados e respectiva metodologia de previsão dos módulos de deformabilidade.....	131
Tabela 40.	Valores adoptados e respectiva metodologia adoptada na previsão dos módulos de deformabilidade.....	132

Simbologia

CBR	California Bearing Ratio
C_h	Coeficiente de correcção da humidade
C_t	Coeficiente de correcção da temperatura
CV	Coeficiente de variação
d_c	Deflexão de cálculo
d_k	Deflexão característica
E	Módulo de deformabilidade
$E_{20^\circ\text{C}}$	Módulo de deformabilidade à temperatura de 20°C
E_g	Módulo de deformabilidade do material granular
E_T	Módulo de deformabilidade à temperatura T
E_{sf}	Módulo de deformabilidade do solo de fundação
IPen	Índice de penetração do betume
L	Distância
m	Média
N_{80}	Número de eixos-padrão de 80kN
p	Pressão de um pneu de um veículo
pen25	Penetração do betume a 25°C
P	Carga do rodado dum veículo
r	Raio
s	Desvio padrão
Sb	Módulo de rigidez do betume
tc	Tempo de carregamento

T	Temperatura
Tab	Temperatura de amolecimento do betume
T _d	Temperatura à profundidade d
Te	Espessura efectiva total
Te _i	Espessura efectiva da camada i
T _{mb}	Temperatura média mensal
T _{mb(a)}	Temperatura de serviço
T _n	espessura requerida para o pavimento
V _a	Percentagem volumétrica de agregados
V _b	Percentagem volumétrica de betume
VMA	Volume de vazios no esqueleto da mistura
ε _t	Extensão de tracção
ε _c	Extensão vertical de compressão
σ _t	Tensão de tracção
σ _c	Tensão de compressão
v	Coefficiente de Poisson

Abreviaturas

AASHTO	American Association of State Highways and Transportation Officials
ABGE	Agregado Britado de Granulometria Extensa
BB	Betão Betuminoso
BBD	Betão Betuminoso Drenante
BBR	Betão Betuminoso Rugoso
BD	Betão Betuminoso em camada de Desgaste
BMB	Betume Modificado com Borracha
DGC	Dirección General de Carreteras
EP	Estradas de Portugal
EUA	Estados Unidos da América
EVA	Acetato de Vinilo de Etileno
FWD	Falling Weight Deflectometer
GERPHO	Group d'Examen Routier par Photographie
GPR	Ground Penetrating Radar
HSD	High Speed Deflectograph
IFI	International Friction Index
IP	Índice de Plasticidade
IQ	Índice de Qualidade
IRI	International Roughness Index
InIR	Instituto de Infra-Estruturas Rodoviárias
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées

LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
MACOPAV	Manual de Concepção de Pavimentos
MB	Macadame Betuminoso
MBA	Mistura Betuminosa Aberta
MBAM	Mistura Betuminosa de Alto Módulo
MBBR	Micro-Betão Betuminoso Rugoso
MBD	Mistura Betuminosa Densa
MBR	Mistura Betuminosa Rugosa
PE	Polietileno
PET	Poliéster de alta Tenacidade
PMB	Betume Modificado com Polímero
PP	Polipropileno
PRN2000	Plano Rodoviário Nacional 2000
PRN85	Plano Rodoviário Nacional 1985
RDT	Road Deflection Tester
RWD	Rolling Wheel Deflectometer
SAMI	Stress Absorbing Membrane Interlayer
SBS	Estireno-Butadieno-Estireno
SCRIM	Sideways Force Coefficient Routine Investigation Machine
SGP	Sistema de Gestão de Pavimentos
TMDAp	Tráfego Médio Diário Anual de veículos pesados

1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1. Enquadramento

Nas últimas décadas a rede rodoviária sofreu um crescimento acentuado na sua extensão, volume de tráfego, qualidade e importância estratégica no desenvolvimento do País. Este forte crescimento deveu-se sobretudo à implantação do Plano Rodoviário Nacional 85 (PRN85) e à entrada de Portugal na União Europeia, que se traduziu na entrada de fundos que foram investidos na construção de novas estradas e na melhoria das existentes. Actualmente, apesar da rede rodoviária nacional proposta no Plano Rodoviário Nacional (PRN2000) estar ainda por concluir, Portugal possui já uma razoável rede rodoviária, comparada com outros países Europeus. Hoje, a construção é cada vez menor e assiste-se, sistematicamente, a uma redução dos períodos de vida útil no dimensionamento de pavimentos. A política actual incide sobretudo por estratégias de conservação ou reabilitação da rede existente, de forma a garantir não só as características superficiais e estruturais das vias, mas também as condições de segurança e conforto dos seus utilizadores.

As entidades responsáveis pela gestão das vias de comunicação, deparam-se actualmente, com o desafio de conservar e reabilitar o património rodoviário existente, contemplando-se cada vez mais com orçamentos reduzidos e níveis de exigências de qualidade e tráfego elevados. Por outro lado, seguindo as outras vertentes da engenharia civil, a questão da sustentabilidade e do ambiente são pontos que não estão esquecidos pelas entidades gestoras das redes viárias, pelo que cada vez mais privilegia-se, não só os critérios clássicos de exequibilidade técnica e económica, como também a minimização dos impactos ambientais. A junção dos factores sócio-económicos com os ambientais tem conduzido ao aparecimento de novas técnicas de conservação e de reabilitação, privilegiando a economia de matérias-primas e o reaproveitamento de materiais para a concepção de pavimentos, respondendo assim aos actuais níveis de exigência (Batista 2004).

O uso de novas soluções para a conservação e reabilitação de pavimentos, em detrimento das soluções ditas tradicionais são cada vez mais comuns. Em grande parte dos casos têm custos mais elevados, no entanto apresentam melhor comportamento a médio prazo, proporcionando uma boa relação custo/benefício e estão, na maioria dos casos, em concordância com as questões ambientais e de sustentabilidade. No entanto, muitas das técnicas já hoje utilizadas na reabilitação de pavimentos apresentam ainda algumas limitações quanto às especificações de uso corrente e sobretudo no desempenho a médio/longo prazo, dependendo não só dos materiais e técnicas

construtivas, mas também do estado dos pavimentos, da sua constituição, do tráfego utente e das condições climáticas (Batista 2004).

Os pavimentos são a infra-estrutura mais importante da Rede Rodoviária, pois estão sujeitos a acções rigorosas, quer do tráfego quer da temperatura e são de longe a fatia mais elevada nos investimentos de vias de comunicação. Uma vez construídos devem seguir padrões de qualidade, estrutural e funcional, devendo ser minimizadas todas as intervenções de conservação e reabilitação de forma a reduzir o mais possível os custos inerentes aos utentes e à administração (Pereira et al. 2007). Para alcançar estes pressupostos é necessário preservar, através da aplicação de planos racionais de conservação e de reabilitação baseados na aplicação da “estratégia do 3 C’s”: “o tratamento Certo, na estrada Certa, no tempo Certo” (FP2 2001). Esta estratégia assenta numa base de dados fiável e actualizada, referente à observação do comportamento, permitindo a análise de dados e o desenvolvimento de estratégias de conservação ou reabilitação, para determinados padrões de qualidade ou recursos financeiros disponíveis.

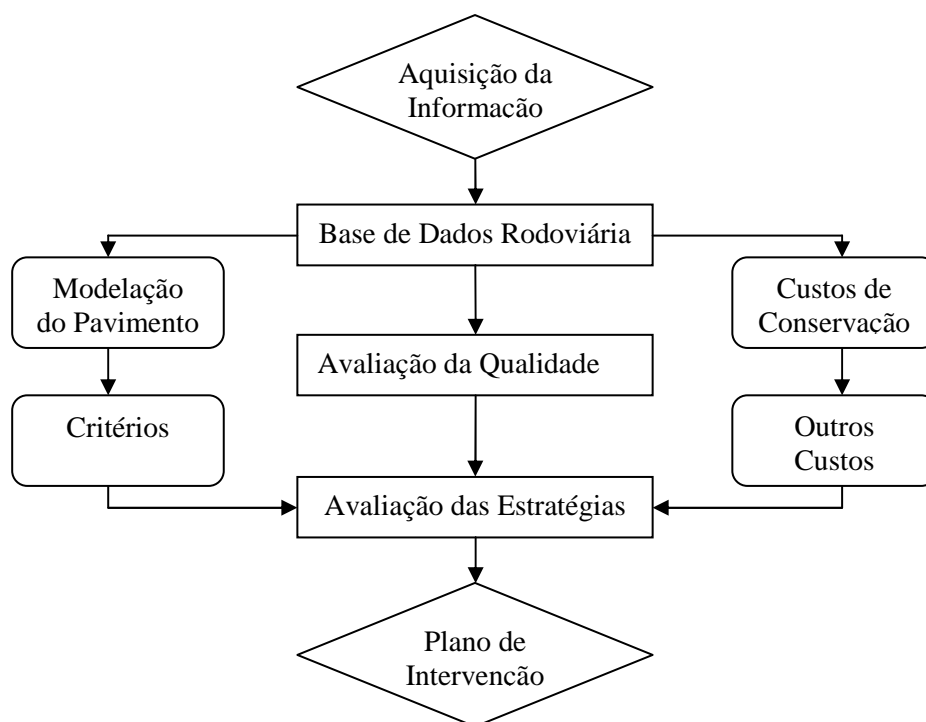


Figura 1. Estrutura do sistema de gestão de pavimentos da EP (Picado-Santos et al. 2006a)

A Administração Portuguesa (Estradas de Portugal, EP) desenvolveu em 2003 um Sistema de Gestão de Pavimentos (SGP) para a rede rodoviária com cerca de 13000km de extensão sob sua administração. O sistema de gestão de pavimentos é basicamente uma base de dados (Figura 1), onde são introduzidas as características relevantes dos pavimentos tais como, degradações

existentes, geometria do perfil transversal, historial dos pavimentos, tráfego, intervenções já executadas e seus custos e toda a informação complementar que determina a evolução das degradações nos pavimentos. Os dados são tratados e conduzem a uma decisão de conservação a aplicar num determinado período de planeamento, optimizando a utilização dos recursos financeiros a investir e mantendo as características da rede superiores a um determinado nível de qualidade (Picado-Santos et al. 2006a).

Os pavimentos rodoviários são dimensionados com intuito de responderem às acções do tráfego e clima para um determinado período de vida, geralmente 20 anos, de forma que durante o seu período de vida assegurem uma superfície de rolamento que permita a circulação de veículos, em condições de segurança e de comodidade (Picado-Santos et al. 2006b).

No entanto, sob acção, principalmente, do tráfego e da temperatura, quando possuem uma expressiva componente betuminosa, os pavimentos começam a degradar-se ao longo do tempo, em particular os materiais betuminosos, contribuindo para o aparecimento de patologias, sendo a maioria das vezes importantes e contribuindo para a diminuição da qualidade funcional/estrutural dos pavimentos.

A acção da água é significativa quanto esta está presente no interior da estrutura do pavimento. A presença de água no interior da estrutura do pavimento contribui para a ruína precoce do pavimento, nomeadamente devido à redução da capacidade resistente dos materiais granulares e do solo de fundação.

Em grande parte das vias construídas ao longo dos últimos anos, é frequente observar-se patologias importantes antes de atingirem o final do período de vida para a qual foram projectadas e construídas, ou antes das datas previstas para reabilitação, sendo as causas frequentemente atribuídas ao aumento imprevisto do tráfego em volume e em agressividade. A degradação prematura de grande parte das vias conduz a intervenções não previstas, mas necessárias quer no ponto de vista da qualidade estrutural quer funcional e, sobretudo, devido à sua importância na Rede Rodoviária Nacional. Esta degradação precoce conduz ainda a custos significativos quer para a administração quer para o utente (Minhoto 2005).

Cada vez mais se torna necessário desenvolver acções de manutenção, reabilitação e/ou requalificação destas vias. Os objectivos gerais destas intervenções passam pela manutenção ou melhoria das condições de segurança para os utilizadores, pela diminuição de custos de utilização, pelo aumento do tempo de vida útil das estruturas e pela adequação de vias com capacidade vencida às novas condições de utilização (Picado-Santos et al. 2006b).

Presentemente, nas vias rodoviárias de maior importância, como auto-estradas, tem-se privilegiado a adopção de reforços estruturais para as acções de reabilitação de pavimentos, aplicando já os materiais ditos não tradicionais, como betuminosos modificados, dos quais se exige uma elevada fiabilidade de comportamento, conduzindo a uma melhoria do estado global do pavimento. No entanto, devido às exigências de qualidade e às preocupações ambientais, tem-se assistido à introdução de novas técnicas de reabilitação de pavimentos rodoviários, algumas delas com grandes vantagens ambientais, tais como o reaproveitamento dos materiais existentes no pavimento (Batista 2004).

1.2. Objectivo

Com o estagnar da construção de novas infra-estruturas de transporte, eleva-se a importância das infra-estruturas existentes, as quais se deparam actualmente com níveis de qualidade relativamente baixos para as funções para a qual foram dimensionadas. O reforço surge como uma medida de reabilitação estrutural que confere à infra-estrutura melhoria da qualidade estrutural e indirectamente da qualidade funcional.

O objectivo desta dissertação centra-se na delineação de todo o processo de reforço, desde a análise estrutural até ao cálculo do reforço, envolvendo-se numa base de informação, análise, compreensão e concepção de um reforço, utilizando as várias técnicas e materiais disponíveis para o efeito. Tem ainda como objectivo comparar as metodologias disponíveis para a delimitação de uma extensão em estudo, em subsecções homogéneas com vista ao dimensionamento do reforço.

1.3. Estrutura do Trabalho

A presente dissertação está organizada em 7 capítulos, incluindo este primeiro de considerações iniciais.

No presente capítulo, procura-se enquadrar o tema desenvolvido no contexto das infra-estruturas de transporte, identificando os três tipos de estruturas de pavimentos rodoviários, dando uma maior relevância aos pavimentos rodoviários flexíveis e respectivas patologias associadas a este tipo de estrutura.

No Capítulo 2 é feita uma abordagem aos métodos disponíveis de avaliação da qualidade dos pavimentos, centrando-se apenas na avaliação do estado superficial e da capacidade estrutural do pavimento. Na avaliação da capacidade estrutural foca-se a obtenção das deflexões e os vários equipamentos disponíveis para tal finalidade, destacando-se o deflectómetro de impacto.

O Capítulo 3 contempla, de uma forma geral, as técnicas disponíveis de reabilitação estrutural. Este capítulo centra-se nas várias etapas essenciais precedentes ao cálculo do reforço, apresentando-se os procedimentos disponíveis e os factores de dimensionamento de pavimentos.

No Capítulo 4 são identificados e desenvolvidos os vários processos disponíveis de dimensionamento de reforço de pavimentos rodoviários flexíveis.

O Capítulo 5 é dedicado aos materiais geralmente utilizados na camada de reforço, apresentando-se os materiais mais comuns e os não tradicionais, descrevendo-se os aspectos mais relevantes do tipo de ligante utilizado e do seu comportamento aquando da aplicação em obra. Neste capítulo, na parte final, são mencionadas ainda algumas das técnicas anti-reflexão de fendas, que têm vindo a ser implantadas no nosso País, ainda que algumas delas a nível experimental.

No Capítulo 6 incide-se sobre uma simulação de cenário de beneficiação de um troço de Auto-estrada, tendo por base aplicar alguns dos processos e métodos de reforço mencionados ao longo do corpo da dissertação, que pretendeu investigar os efeitos das metodologias de abordagem no resultado final do reforço. Neste capítulo, além do mencionado anteriormente, também se dimensionam as espessuras a aplicar no reforço, utilizando-se os materiais que geralmente são usados em camada de reforço, os quais se encontram relatados no Capítulo 5.

Por último, no Capítulo 7, são enumeradas as principais conclusões do trabalho desenvolvido, sendo também indicadas algumas sugestões para desenvolvimentos futuros no âmbito do tema.

1.4. Tipo de Pavimentos

Os pavimentos resumem-se a um conjunto de camadas de materiais, com constituições diferentes, que se encontram sobrepostos, apoiados numa base de terreno natural ou de solo seleccionado. As camadas colocadas na parte superior do pavimento, denominadas de camadas ligadas, são constituídas por materiais granulares (britas e areias) estabilizados com ligantes betuminosos ou hidráulicos, dependendo do tipo de pavimentos. Subjacente a estas, encontram-se as camadas granulares, constituídas por materiais granulares naturais ou britados, geralmente não ligados, apenas compactados por meios mecânicos, apesar de hoje em dia ser prática a estabilização dos materiais granulares com ligantes hidráulicos, principalmente cimento portland, em solos com características mecânicas medíocres. Estas camadas estão apoiadas na fundação, geralmente constituídas por terreno natural ou por material granular em aterro. Quando estas não têm as características exigidas, opta-se pela sobreposição de uma camada de solo seleccionado, de melhor qualidade, podendo por vezes serem tratados com ligantes hidráulicos, de forma a aumentar a

capacidade de suporte da fundação e a homogeneizar as suas características resistentes. Estas diferentes camadas encontram-se dispostas, usualmente, com qualidade e resistência decrescentes, de cima para baixo, em consonância com a redução progressiva dos esforços em profundidade (Minhoto 2005; Picado-Santos et al. 2006b).

Na constituição dos pavimentos distingue-se dois tipos de camadas: as camadas ligadas que apresentam coesão e suportam os esforços de compressão, tracção e corte, e as camadas não ligadas, sem coesão, que suportam apenas esforços de compressão e de corte (Picado-Santos et al. 2006b).

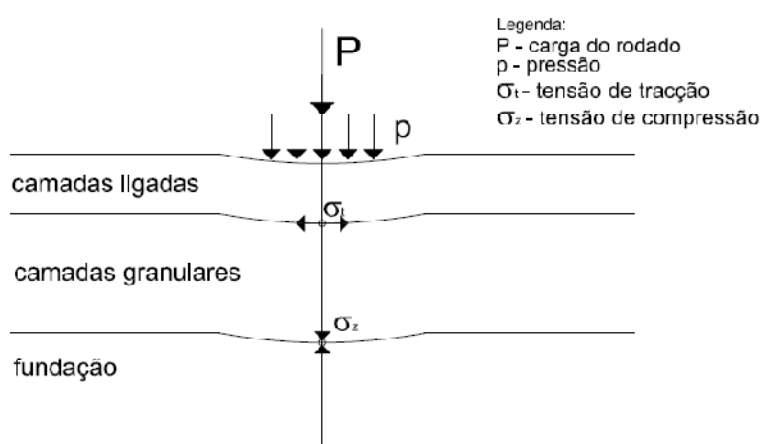


Figura 2. Estrutura tipo de um pavimento rodoviário (Picado-Santos et al. 2006b)

Na Rede Rodoviária Nacional existem 3 tipos de pavimentos: os pavimentos flexíveis, os pavimentos rígidos e os semi-rígidos, sendo a rede rodoviária maioritariamente constituída por pavimentos flexíveis. Os vários tipos de pavimentos diferem entre si, essencialmente, na constituição e no modo de funcionamento.

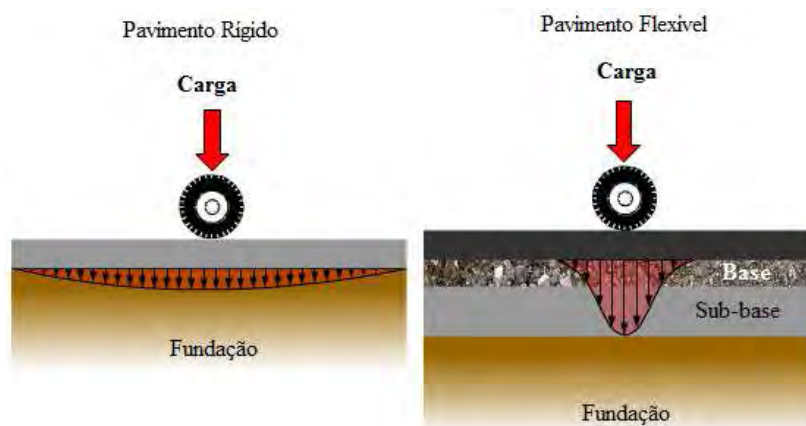


Figura 3. Distribuição das tensões num pavimento rígido e num pavimento flexível (PTC 2005)

Além da constituição, os pavimentos também se podem distinguir quanto à forma de degradação das cargas. Nos pavimentos flexíveis a degradação das tensões geradas pelo tráfego dissipam-se mais em profundidade, atingindo as camadas mais inferiores, enquanto nos pavimentos rígidos, devido à sua constituição, a degradação é mais superficial. Esta diferença deve-se sobretudo às características geométricas e mecânicas das camadas que constituem os 2 tipos de pavimentos.

1.4.1. Pavimentos Flexíveis

Os pavimentos flexíveis são constituídos por camadas betuminosas, que se situam na parte superior da estrutura e que, quando comparados com os restantes tipos de pavimentos, possuem elevada deformabilidade, enquanto as camadas inferiores são constituídas por materiais granulares, que assentam na fundação. As camadas betuminosas são constituídas por 2 ou 3 camadas: a camada de desgaste e a camada de regularização constituem o revestimento superficial do pavimento, enquanto a terceira camada betuminosa, quando existe, constitui uma camada de base. As camadas granulares são constituídas por materiais não ligados, estabilizados por meios mecânicos, apresentando apenas resistência à compressão e de maior espessura que as betuminosas, formando uma camada de base e/ou uma camada de sub-base, sendo que esta última assenta directamente na fundação. Hoje em dia é prática estas camadas serem constituídas por solos tratados de forma a aumentar a suas características mecânicas, podendo no entanto, a camada de base ser constituída por materiais granulares ou betuminosos (Minhoto 2005; Pereira and Miranda 1999; Picado-Santos et al. 2006b).

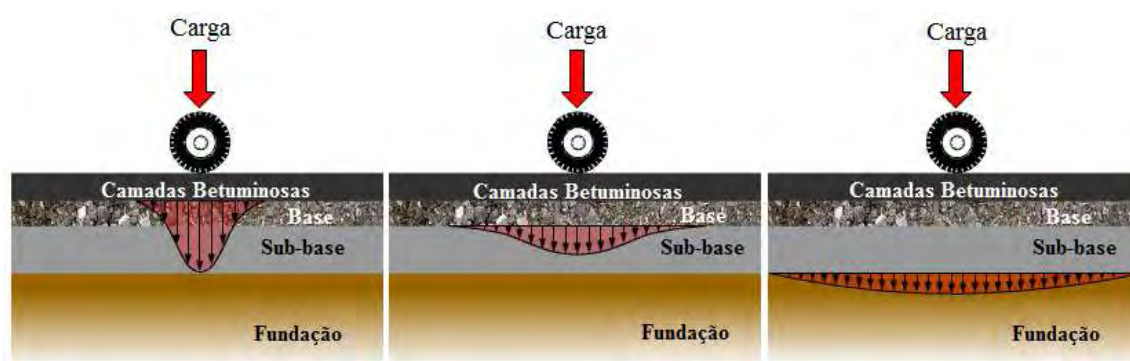


Figura 4. Exemplo da degradação de tensões nas várias camadas que constituem o pavimento flexível (PTC 2005)

Neste tipo de pavimentos, as cargas induzidas pelo tráfego são suportadas pelas camadas ligadas e pelas camadas granulares, sendo estas degradadas, em profundidade, pelas várias camadas que constituem o pavimento.

Tabela 1. Camadas constituintes de um pavimento flexível, respectivas características e espessuras (EP-JAE 1995; Picado-Santos et al. 2006b)

Camada	Características	Espessuras
Camada de desgaste	Constituída por material betuminoso com agregados de alta resistência (com dimensões geralmente reduzidas - diâmetro médio de 3 a 4cm). Deve assegurar uma boa aderência entre o pavimento e as rodas dos veículos. Deve distribuir as tensões induzidas pelo tráfego e deve ser impermeável de forma a proteger as camadas subjacentes de eventuais infiltrações. No caso de esta camada possuir propriedades drenantes, a camada imediatamente subjacente tem de possuir propriedades impermeabilizantes. Devem suportar os efeitos agressivos do tráfego e do clima.	4 - 6cm
Camada de regularização	Constituída por material betuminoso, no entanto com materiais mais pobres, quer de betume quer dos agregados. Esta camada deve possuir uma superfície desempenada para que a camada de desgaste seja colocada sem problemas, garantindo uma boa execução. Tem funções comuns a todas as camadas betuminosas de suporte, redistribuição e transferência das tensões induzidas na camada de desgaste para as camadas inferiores. O material geralmente aplicado nesta camada é o macadame betuminoso.	5 - 12cm
Camada de base	Constituída por material britado de granulometria extensa (ABGE), produzido artificialmente e conhecido por <i>tout-venant</i> . A nível estrutural é das camadas mais importantes tendo com função degradação das tensões induzidas pelo tráfego, de forma que a capacidade de suporte das camadas subjacentes não seja excedida. Por vezes esta camada é constituída por materiais betuminosos de fraca qualidade.	15 - 30cm
Camada de sub-base	Constituída por material granular do tipo <i>tout-venant</i> ou por solos seleccionados. Hoje também é prática a utilização de solos tratados principalmente por cimento, de forma a melhorar significativamente as características mecânicas, no entanto menos resistente que a subjacente. Camada com características drenantes de forma a não contribuir para a estagnação da água e impedir a ascensão da água por capilaridade para as camadas superiores do pavimento.	15 - 20cm

Aquando da aplicação das acções induzidas pelo tráfego sobre a estrutura do pavimento resulta um estado de tensão-deformação, sendo que neste tipo de pavimentos os esforços de ocorrência crítica, ocorrem em geral, no eixo de simetria de aplicação das cargas, sendo os mais críticos a tensão tracção na face inferior das camadas betuminosas e a tensão vertical de compressão na face inferior das camadas granulares e no topo do solo de fundação.

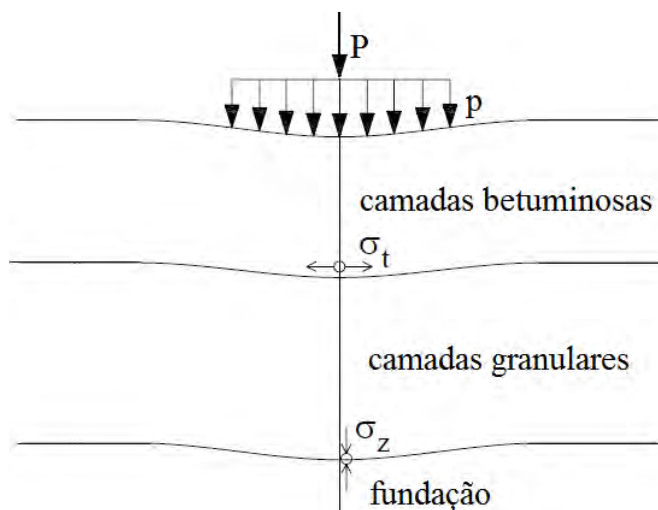


Figura 5. Esquema e comportamento de um pavimento flexível (Minhoto 2005)

1.4.2. Pavimentos Rígidos

Os pavimentos rígidos apresentam deformabilidade extremamente reduzida, mesmo quando submetidos a tráfego pesado intenso e lento, devido sobretudo à elevada resistência à flexão do betão. Estes pavimentos são constituídos na camada superior por materiais granulares estabilizados com ligantes hidráulicos, formando uma laje de betão de cimento, compactado por vibração, sendo a camada inferior, camada de sub-base, constituída por material granular ou por material granular estabilizado com ligante hidráulico (betão pobre). A camada de sub-base é construída visando mais a componente funcional do que a resistente, visto obter-se uma camada regular que permite a execução da laje em boas condições, e que ao mesmo tempo seja resistente à erosão, evitando o descalçamento da laje, e a acção do tráfego de obra. Neste tipo de pavimentos, as cargas induzidas pelo tráfego, são maioritariamente suportadas pela laje de betão (Pereira and Miranda 1999; Picado-Santos et al. 2006b).

O comportamento inicial dos pavimentos rígidos é muito parecido com o dos pavimentos flexíveis, quando solicitados resultam em esforços de flexão que originam tensões tracção na face inferior da laje e tensões de compressão na face inferior da camada granular, correspondendo estes dois esforços os mais críticos neste tipo de pavimentos. Quando as camadas granulares são estabilizadas com ligantes hidráulicos também se considera a tensão de tracção na face inferior desta camada.

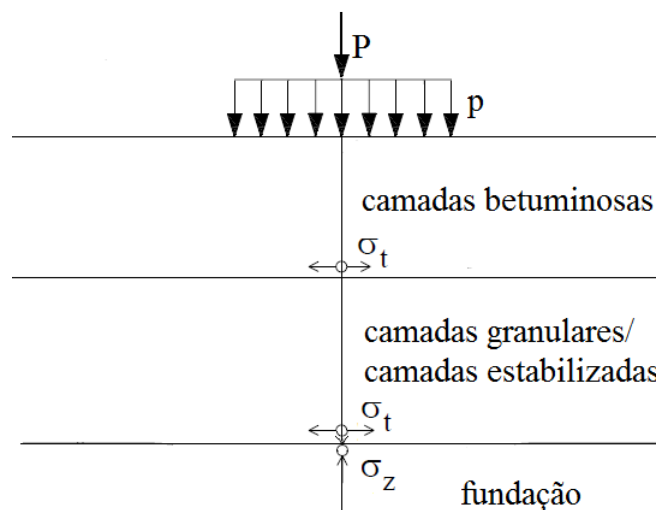


Figura 6. Esquema e comportamento de um pavimento rígido (Minhoto 2005)

1.4.3. Pavimentos Semi-Rígidos

Os pavimentos semi-rígidos resultam da combinação dos dois tipos de pavimentos descritos anteriormente, camada superior constituída por materiais betuminosos e camadas subjacentes normalmente constituídas por materiais hidráulicos, tendo o conjunto deformabilidade reduzida (Minhoto 2005). As camadas superiores, uma ou duas, são constituídas por materiais betuminosos, subjacentes a estas encontra-se a camada de base constituída por material granular estabilizado com ligante hidráulico, apresentando ainda uma camada de sub-base, geralmente, constituída por material granular de granulometria extensa, estabilizado mecanicamente. Nestes tipo de pavimentos, é a camada de base que suporta, maioritariamente, as cargas induzidas pelo tráfego, tendo, em certos casos, as camadas betuminosas uma contribuição estrutural importante, em função das respectivas espessuras (Picado-Santos et al. 2006b).

Neste tipo de estruturas os esforços condicionantes localizam-se na face inferior da camada de base, correspondendo à tensão de tracção, e na face inferior da camada granular, tensão de compressão.

1.5. Patologias dos Pavimentos Flexíveis

As degradações verificadas nos pavimentos flexíveis resultam, geralmente, da perda gradual da qualidade inicial dos materiais que constituem as camadas betuminosas dos pavimentos. Estas degradações podem agravar-se devido a vários factores, tais como: as solicitações do tráfego e da temperatura; as características das camadas granulares e de fundação; as deficiências resultantes de projecto e/ou do processo construtivo; ao deficiente sistema de drenagem e à evolução das

degradações. A evolução do comportamento de um pavimento é bastante complexa pois cada acção provoca uma alteração específica sobre as propriedades dos materiais constituintes dos pavimentos (Minhoto 2005).

As degradações funcionam como uma cadeia de acontecimentos, uma degradação dará origem a novos tipos de degradações e assim sucessivamente, aumentando a percentagem de degradações existentes tanto em extensão como em potencial evolutivo (Minhoto 2005; Picado-Santos et al. 2006b).

O processo de degradação dos pavimentos depende essencialmente de dois grupos de factores: os factores passivos, referentes às características dos pavimentos (materiais usados, espessuras das camadas, qualidade de construção) e os factores activos (tráfego, agentes climáticos), sendo estes últimos os principais responsáveis pelo processo de degradação dos pavimentos (Picado-Santos et al. 2006b).

As degradações podem ser do tipo estrutural ou funcional. As degradações do tipo estrutural são aquelas que estão relacionadas com fenómenos de colapso da estrutura do pavimento ou com fenómenos de fadiga, que tornam o pavimento incapaz de suportar as cargas impostas. As degradações do tipo funcional são aquelas que estão directamente relacionadas com as degradações superficiais, mais precisamente com a camada de desgaste, e que contribuem para a perda da capacidade de proporcionar uma circulação suficientemente segura e cómoda (Pinto 2003; Yoder and Witczak 1975).

Com o passar do tempo, devido à interacção das degradações, aliado à repetição, principalmente, dos factores activos, as degradações evoluem, levando os pavimentos a atingirem tal estado de degradação, que se torna necessário e exigível, a curto prazo, a aplicação de acções de conservação adequadas, de forma a repor ou aumentar o nível de qualidade admissível para o determinado pavimento.

Para seleccionar a estratégia de conservação mais eficiente e que melhor se adapta a nossa realidade, é fundamental conhecer o estado actualizado do pavimento, obtido por uma avaliação objectiva do mesmo. Antes de iniciar a avaliação, é necessário conhecer quais as famílias de degradações mais usuais em pavimentos flexíveis rodoviários.

Segundo Miranda & Pereira (1999) existem 4 famílias de degradações que se dividem em vários tipos de degradações, como se pode ver na Tabela 2.

Tabela 2. Famílias e tipos de degradações (Pereira and Miranda 1999)

Família de Degradações	Tipo de Degradações		
Deformações	Abatimentos	Longitudinal	Berma
		Transversal	Eixo
	Deformações Localizadas		
	Ondulações		
	Rodeiras	Grande Raio (camada inferiores)	
		Pequeno Raio (camada superior)	
Fendilhamento	Fendas isoladas	Fadiga	
		Longitudinais	Eixo
		Transversais	Berma
		Parabólicas	
	Pele de Crocodilo	Malha fina (<40 cm)	
		Malha larga (>40 cm)	
Desagregação da Camada de Desgaste	Desagregações Superficiais		
	Cabeças de Gato		
	Peladas		
	Ninhos (covas)		
Movimento de Materiais	Exsudação		
	Subida de Finos		

De todas as degradações, as que contribuem mais significativamente para o decréscimo da qualidade dos pavimentos são a deformação permanente e o fendilhamento por fadiga (Minhoto 2005).

A interação mútua, principalmente, das deformações e do fendilhamento, aliada aos factores activos e passivos das degradações, resulta na evolução das degradações referidas, principalmente do fendilhamento, em movimento de materiais e desagregação da camada de desgaste, consequentemente perda de qualidade das características superficiais, logo diminuição das condições de segurança, conforto e economia (Picado-Santos et al. 2006b).

1.5.1. Deformações

As rodeiras são, vulgarmente, a família de degradações mais correntes nos pavimentos, ocorrendo sobretudo devido ao comportamento anormal das camadas, betuminosas e/ou granulares, dos pavimentos e principalmente do solo de fundação, sob acção do tráfego pesado, intenso e agressivo, e das condições climáticas adversas. Estas manifestam-se pela deformação permanente

do pavimento na zona de passagem dos rodados dos veículos pesados, sendo mais significativa na rodeira externa de cada faixa de rodagem. Podem ser classificadas em rodeiras de grande raio, causadas pela deficiente capacidade de suporte das camadas granulares e de fundação, e de pequeno raio, resultante da reduzida resistência à deformação plástica das misturas betuminosas (ligante mole, dosagem incorrecta, deficiente qualidade dos agregados).



Figura 7. Rodeira com profundidade relevante (EP-JAE 2008)

Segundo Minhoto (2005) devido ao aumento significativo das espessuras das misturas betuminosas, face às exigências actuais sobretudo do tráfego, tem-se verificado deformações permanentes relevantes nestas camadas.

O abatimento é uma deformação com uma extensão significativa, podendo localizar-se longitudinalmente junto à berma ou no eixo, ou transversalmente à faixa de rodagem. Este tipo de degradações está associado a capacidades de suporte deficientes das camadas granulares e do solo de fundação, devido sobretudo à entrada de água para estas camadas e da qualidade dos materiais empregados.

As deformações localizadas resultam da rotura do pavimento numa pequena área deste, formando depressões, devido à falta de capacidade do solo de fundação, capacidade deficiente em zonas pontuais das camadas granulares ou até a rotura de canalizações existentes.



Figura 8. Deformação localizada (PTC 2005)

As ondulações são uma deformação transversal que se repete com determinada frequência ao longo do pavimento. Ocorrem nas camadas de desgaste constituídas por revestimentos superficiais, devido sobretudo a deficiência construtiva, má distribuição do ligante, ou então nas camadas constituídas por betão betuminoso onde pode ocorrer o arrastamento da mistura por excessiva deformação plástica ou resultante da deformação da fundação. Esta última deriva de assentamentos por consolidação dos solos ou deficiências de compactação de aterros (Minhoto 2005; Pereira and Miranda 1999; Picado-Santos et al. 2006b; Pinto 2003).

1.5.2. Fendilhamento

O fendilhamento tem vários tipos de degradações que dependem da origem, da localização e da evolução de outras degradações. Esta é a degradação com maior percentagem nos pavimentos rodoviários flexíveis. Ocorrem apenas nas camadas betuminosas, tendo como origem, fundamentalmente, a fadiga dos materiais das camadas betuminosas, devido à solicitação repetitiva de esforços de tracção nestas camadas, provocadas pelo tráfego, acção térmica, evolução de defeitos de construção e ainda evolução de fendilhamento já existentes (reflexão de fendas), sendo que esta refere-se a degradação em pavimentos já reforçados.

O fendilhamento por fadiga resulta da solicitação repetitiva dos esforços induzidos pela passagem de tráfego pesado, tendo origem na base das misturas betuminosas, propagando-se para a superfície, sendo estas fendas isoladas ou ramificadas, geralmente orientadas longitudinalmente, progredindo depois transversalmente e noutras direcções.

Este tipo de degradação contribui para o enfraquecimento das camadas granulares do pavimento e do solo de fundação com a possível penetração da água pelas fendas.



Figura 9. Fenda isolada e fenda ramificada, da esquerda para a direita respectivamente

A evolução destas fendas ao longo do tempo origina a pele de crocodilo, o grupo mais importante do fendilhamento, que consiste na interligação das fendas abrangendo progressivamente toda a largura da via. Estas passam a formar uma malha ou grelha, que dependendo da fase de desenvolvimento, podem classificar-se em malha larga ou malha estreita, evoluindo por esta ordem respectivamente (da larga para a estreita). A pele de crocodilo indica já a fase rápida de evolução do estado de degradação do pavimento, à medida que evolui torna mais severas as acções das cargas, devido à concentração de esforços nos bordos das fendas. A entrada de água pelas fissuras, acelera a evolução da degradação, reduzindo a capacidade de suporte das camadas granulares e do solo de fundação.



Figura 10. Fendilhamento do tipo pele de crocodilo de malha estreita

As fendas longitudinais apresentam-se paralelas ao eixo da estrada, na zona de passagem do tráfego, sendo que por vezes localizam-se junto ao eixo, tendo como causa possível a deficiência construtiva durante a execução da junta longitudinal de construção. Uma outra causa é a elevada rigidez das misturas aplicadas, que por retracção fissuram originando fendas longitudinais. Quanto as fendas apresentam-se nas bermas a causas mais prováveis advêm provavelmente das deficiências a nível de drenagem, que originam diferenciais de capacidade de suporte junto à berma.

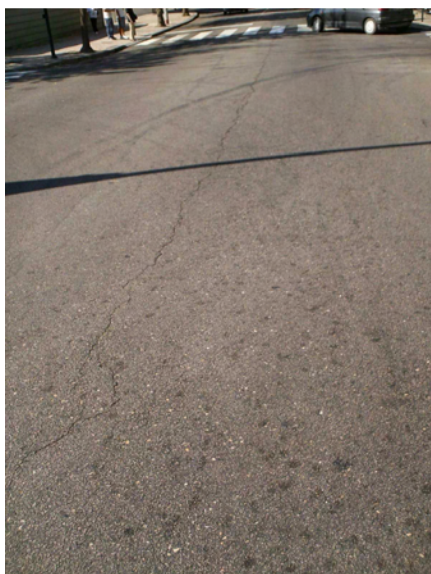


Figura 11. Fenda longitudinal junto ao eixo da estrada

O fendilhamento transversal manifesta-se com fendas sensivelmente perpendiculares ao eixo da estrada, abrangendo parte ou a totalidade da largura da via. Resulta devido a deficiências construtivas na execução da junta transversal de construção, muito usual nas proximidades das obras de arte, ou ainda devido a retracções da camada de desgaste ou mesmo à capacidade diferencial da fundação.

As fendas parabólicas manifestam-se na zona de passagem do tráfego, com o eixo da parábola orientado no sentido longitudinal. Surgem como consequência de problemas de estabilidade da camada de desgaste e da sua ligação às camadas betuminosas subjacentes, elevados esforços tangenciais induzidos pelos rodados do tráfego e a temperatura elevadas (Alves 2007; Pereira and Miranda 1999; Picado-Santos et al. 2006b; Pinto 2003).

Segundo Freitas (2004), nos últimos anos tem vindo a ser observado nos pavimentos de elevada espessura de camadas betuminosas, o fendilhamento com origem à superfície, que se desenvolve à superfície e progride em profundidade, sem atingir a base das camadas betuminosas. As causas recaem nas deficiências do processo construtivo (deficiente compactação e segregação das misturas betuminosas) e na agressividade do tráfego pesado (pneus de base larga e elevada pressão de

enchimento), que se traduzem em elevadas tensões de tracção na superfície, com a eventual combinação das acções térmicas (Freitas 2004).

1.5.3. Desagregação da Camada de Desgaste

A desagregação da camada de desgaste traduz-se na perda de qualidade superficial desta camada, resultante da deficiente ligação entre os diferentes materiais que constituem as misturas betuminosas, da má qualidade dos materiais e das deficiências associadas ao fabrico das misturas (excesso de água nos inertes, betume deficiente, temperatura das misturas desfavoráveis), estando também associada à evolução de outras degradações, principalmente do fendilhamento.

A degradação mais importante desta família de degradações é a desagregação superficial, resultante da perda de ligante betuminoso e consequente o desprendimento dos agregados grossos.



Figura 12. Desagregação superficial da camada betuminosa (Antunes et al. 2005)

A cabeça de gato resulta do desgaste rápido do mástique que envolve os agregados mais grossos, deixando-os à vista, originando uma profundidade de textura elevada. Esta degradação desenvolve-se em condições severas de tráfego, devido às acções tangenciais elevadas transmitidas pelos pneus ao pavimento em descidas acentuadas e curvas de raio reduzido.

As peladas têm causas iguais às fendas parabólicas, podendo ser uma evolução destas, resultando no desprendimento em forma de placa da camada de desgaste.



Figura 13. Desagregação da camada de desgaste, originando uma pelada

Os ninhos (covas) são os estados últimos no processo de degradação de um pavimento, resultando da evolução do fendilhamento e das outras degradações desta família. Manifestam-se a partir da formação de cavidades localizadas na camada de desgaste, podendo progredir para camadas inferior (Alves 2007; Picado-Santos et al. 2006b; Pinto 2003).



Figura 14. Desagregação da camada de desgaste, por evolução da degradação do tipo pele de crocodilo, dando origem a ninhos

Segundo Pereira & Miranda (1999), a desagregação da camada de desgaste resume-se a este 4 tipos de degradações, no entanto a EP-JAE (2008) considera o polimento dos agregados como pertencendo à família da desagregação da camada de desgaste.

O polimento dos agregados não é mais do que o desgaste por abrasão, geralmente da fracção mais grossa do agregado, conferindo à superfície da camada de desgaste um aspecto brilhante e polido, com conseqüente redução do coeficiente de atrito entre os pneus e o pavimento, causando insegurança na circulação dos veículos principalmente com piso molhado.

1.5.4. Movimento de Materiais

A subida de finos ocorre sobretudo quando se tem pavimentos com drenagem deficiente, associado a camadas betuminosas fendilhadas. As águas, provenientes das acções climáticas e das condições deficientes de drenagem, infiltram-se nas camadas granulares do pavimento e do solo de fundação, aumentando o nível freático. Com a passagem de tráfego pesados, que exercem uma força de compressão sobre o pavimento, a água é expulsa do seu interior, bombeando as partículas mais finas para a superfície, conferindo-lhe um aspecto esbranquiçado.



Figura 15. Movimento de materiais finos para a superfície (PTC 2005)

A exsudação consiste na subida do ligante para a superfície devido à má formulação da camada de desgaste (excesso de ligante, viscosidade reduzida, excesso de fracção fina dos agregados), que em consonância com a acção severa do tráfego pesado e lento, e das altas temperaturas, leva à migração para a superfície, conferindo à camada de desgaste um aspecto negro e brilhante (Picado-Santos et al. 2006b).

1.5.5. Reparações

A maioria dos autores não considera as reparações como uma patologia dos pavimentos, no entanto são zonas onde sistematicamente ocorrem e evoluem prematuramente várias degradações, comparando com o restante pavimento, devido a fraca qualidade de execução destas (Pinto 2003).

Segundo o Catálogo de Degradações de Pavimentos Rodoviários (EP-JAE 2008) as reparações são consideradas uma família de degradações que abrange a tapagem de covas e os remendos. A tapagem de covas consiste numa reparação de pequenas dimensões e de forma irregular, que visa

tratar os defeitos de superfície existentes em zonas localizadas. Por sua vez, os remendos são reparações de forma definida e regular, abrangendo a zona de passagem dos veículos ou toda a via.



Figura 16. Remendo mal executado contribuindo para o fendilhamento precoce do pavimento

2. AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DOS PAVIMENTOS

2.1. Enquadramento

As entidades, públicas ou privadas, responsáveis pela rede rodoviária deparam-se actualmente com critérios cada vez mais exigentes a nível de qualidade e segurança nas vias rodoviárias Nacionais. Torna-se importante a execução e manutenção dos pavimentos de forma a prolongar tais características no maior tempo possível e dentro de parâmetros aceitáveis, reduzindo ao máximo os custos para os utentes e para as entidades gestoras. Assim, desde a abertura ao tráfego é necessário um acompanhamento do estado de degradação do pavimento de forma a maximizar a qualidade global.

Os pavimentos são estruturas que geralmente não apresentam rotura súbita, mas sim deterioração funcional e estrutural que se inicia a partir da abertura ao tráfego (Bernucci et al. 2008). Estes devem obedecer a determinadas características funcionais e estruturais de forma a cumprirem adequadamente a sua missão.

Para uma completa avaliação da qualidade dos pavimentos devem ser adoptados diferentes parâmetros como: qualidade estrutural, qualidade funcional a nível da camada de desgaste, atrito transversal, ruído exterior e interior, visibilidade, resistência ao movimento, poluição atmosférica e vibrações. No entanto, correntemente, adopta-se para a avaliação da qualidade dos pavimentos, quer ao nível da recepção de pavimentos novos quer em reabilitações, os seguintes parâmetros: estado superficial, capacidade estrutural, regularidade longitudinal e transversal e atrito transversal. O estado superficial e a capacidade estrutural são os que melhor avaliam a qualidade dos pavimentos num determinado instante do tempo (Picado-Santos et al. 2006b).

2.2. Avaliação do Estado Superficial

O estado superficial é geralmente, a nível visual, o primeiro indicador de degradação dos pavimentos e é aquele que é imprescindível para avaliar a qualidade funcional, visando definir se o nível de serviço prestado é adequado às exigências dos utentes, nomeadamente se a circulação se realize em condições de conforto e segurança.

O processo de evolução das degradações, aparentes ou não, de um pavimento, baseia-se no “princípio da cadeia de consequências”, segundo o qual uma degradação não evolui isoladamente

no tempo, antes dá origem a novos tipos de degradações, as quais, por sua vez, interferem com as características das primeiras, gerando deste modo um ciclo, onde as diferentes degradações interferem mutuamente.

As degradações visíveis à superfície consistem na perda progressiva da qualidade do pavimento, estas quando registadas correctamente numa base de dados, transformam-se numa base de informação importante, que caracteriza cada tipo de degradação quanto à sua extensão e nível de gravidade. As degradações visuais podem ser registadas através de dois métodos: observação visual, com registo da observação do estado do pavimento e posterior tratamento, ou através de equipamento fotográfico ou de vídeo (Picado-Santos et al. 2006b).

A observação visual consiste na deslocação de um operador ao longo da via em estudo, a pé ou num veículo a reduzida velocidade, registando os diferentes tipos de degradação, segundo a respectiva gravidade, à medida que avança progressivamente ao longo da via. O registo é inserido em formulários específicos ou em suporte informático com codificação previamente estabelecida (Pereira and Miranda 1999).

O meio informático mais conhecido para executar este tipo de operações é o VIZIROAD (Figura 17). Esta metodologia é assistida por computador e compreende a utilização de um software apropriado de aquisição e restituição de informação, dispondo de dois teclados complementares, onde cada tecla corresponde a um determinado tipo e gravidade de degradação.



Figura 17. Equipamento VIZIROAD e pormenor das teclas (Ferreira and Picado-Santos 2007)

Em qualquer destes métodos, os grandes inconvenientes surgem devido à subjectividade e heterogeneidade quanto à análise das degradações, além do baixo rendimento. De forma a reduzir a subjectividade e heterogeneidade, aumentando a fiabilidade dos valores, os observadores devem dispor de formação e experiência, para identificar os diferentes tipos de degradações assim como os diferentes níveis de gravidade, de forma a obter-se uma base de dados fiável e precisa. No entanto, para que esse trabalho se torne o mais homogéneo possível, existe o Catálogo de Degradações que simplifica, de um modo geral, a correcta identificação e gravidade destas.

O Catálogo de Degradações, bem preciso, identifica 4 famílias de degradações, sendo que em cada família existem vários tipos de degradações, que permitem uma correcta identificação das degradações existentes no pavimento. Para cada tipo de degradação define-se o seu nível de extensão e gravidade, como foi referido anteriormente, conferindo assim uma homogeneidade entre observadores. Este documento é útil, visto apoiar o observador no registo das patologias efectuados a partir de observação visual “in situ”, ou mesmo em gabinete, caso se opte por equipamento fotográfico ou de vídeo.

No entanto, caso se registasse todas as degradações visíveis num determinado segmento do troço em estudo, teria-se um número elevado de degradações por segmento, tornando a análise pesada e exaustiva. Sendo assim, para evitar o número elevado de degradações por segmento analisado considera-se o fendilhamento como a família fundamental, em diferentes estados de desenvolvimento, incluindo a “pele de crocodilo”, sendo as rodeiras a segunda degradação mais importante,

Caso se recorra a equipamento fotográfico ou de vídeo, basta o veículo estar equipado, é realizado a velocidades da ordem dos 60 km/h, sendo mais rentável e proporcionando a repetição das imagens várias vezes, sem necessidade de se repetir a observação “in situ”. A análise das imagens registadas é realizada à posteriori, por técnicos em gabinetes, conferindo-lhes o tempo necessário para identificar correctamente o tipo de degradação e a sua gravidade, proporcionando assim bases de dados bastante fiáveis para o sistema de gestão de pavimentos.

O *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC) desenvolveu o GERPHO (*Group d’Examen Routier par Photographie*) (Figura 18), que consiste num veículo do tipo comercial, munido com um câmara fotográfica, com bastante resolução, que se encontra montada na parte superior do veículo num suporte metálico, de forma a fotografar o pavimento na posição vertical. O objectivo principal deste equipamento é realizar-se uma observação precisa e objectiva das degradações aliada a elevados rendimentos (Picado-Santos et al. 2006b).

O levantamento é em regra, efectuado durante a noite por fim a obter-se uma luminosidade constante do pavimento. Para que isto seja possível, o veículo está equipado com uma fonte luminosa que incide no pavimento com uma inclinação de 35° relativamente à superfície do pavimento, de forma a melhorar a visualização das fendas (SACR 2007).



Figura 18. GERPHO e pormenor do equipamento fotográfico respectivamente (Geocisa 2002)

Tal como nas observações visuais, a quantificação das degradações é baseada no Catálogo das Degradações, estando o operador durante a codificação e registo das degradações a introduzir a mesma subjectividade como no caso das observações visuais “in situ”. Este equipamento tem a particularidade da difícil compreensão de degradações importantes como as rodeiras e o microfendilhamento.

Vários países desenvolveram nos últimos anos equipamentos capazes de executar a maioria das avaliações dos principais parâmetros do estado dos pavimentos, com excepção da capacidade estrutural, desde do ARAN desenvolvido pelo Canadá, o RST desenvolvido pela Suécia e o CALAO da França (Alves 2007; Picado-Santos et al. 2006b).

Recentemente foi apresentado um equipamento denominado de ARGUS, Figura 19, que permite efectuar inspecções exaustivas, sem interrupções ou constrangimentos de tráfego. O equipamento está munido de um conjunto de lasers, câmaras, sensores e scanners que inspeccionam detalhadamente a superfície das vias, a velocidades entre os 80km/h e os 100km/h, registando até as mais pequenas elevações e depressões (CM 2009).



Figura 19. Aspecto do veículo ARGUS (CM 2009)

2.2.1. Cálculo do Índice de Qualidade

Para avaliar a qualidade dos pavimentos recorre-se a uma metodologia que avalia globalmente a qualidade do pavimento e que permite determinar um índice de qualidade global (IQ) (Picado-Santos et al. 2006a), independentemente do método utilizado no levantamento visual das degradações (observação visual ou recorrendo a equipamento de fotográfico ou de vídeo).

O índice de qualidade tem em consideração as diferentes degradações superficiais observáveis (fendilhamento, pele de crocodilo, peladas, covas e reparações mal executadas), a irregularidade longitudinal (IRI - *International Roughness Index*) e a profundidade média das rodeiras, avaliando a qualidade actual do pavimento e consequentemente a necessidade, ou não, de intervenção imediata ou a curto prazo. O IQ traduz-se pela seguinte expressão:

$$IQ = 5 \times e^{-0,0002598 \times IRI/2} - 0,002139 \times R^2 - 0,03 \times (C + S + P)^{0,5} \quad (1)$$

onde:

IRI – é a irregularidade longitudinal do pavimento (*International Roughness Index*) (mm/km);

R – é a profundidade média das rodeiras (mm);

C – é a área com fendilhamento e pele de crocodilo (m²/100m²);

S – é a área com degradação superficial de materiais (covas e peladas) (m²/100m²);

P – é a área com reparações (m²/100m²).

O índice de qualidade (IQ) (Figura 20) varia entre 0 e 5, representando IQ=0 o pavimento em muito mau estado enquanto, IQ=5 representa um pavimento em muito bom estado. O valor de IQ=2 é adoptado geralmente como indicador de necessidade de intervenção, consistindo no limite entre o pavimento de mau estado e o de estado razoável (Picado-Santos et al. 2006b).

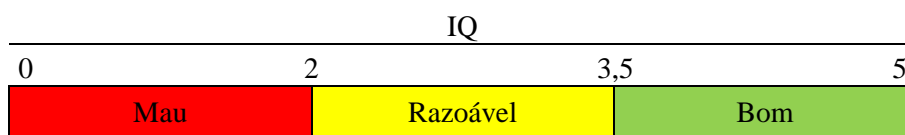


Figura 20. Indicação qualitativa dos intervalos do Índice de Qualidade (Benta et al. 2008)

Para calcular o IQ é necessário quantificar para cada segmento a área de cada tipo de degradação, com o respectivo nível de gravidade, recorrendo à Tabela 3.

Tabela 3. Degradações, níveis de gravidade e área afectada/valor adoptado para o cálculo do índice de qualidade global (Picado-Santos et al. 2006a)

Degradação	Níveis de Gravidade	Descrição do Nível de Gravidade	Área Afectada/ Valor Adoptado *
Fendilhamento	Nível 1	Fenda isolada	0,5m x Ca
	Nível 2	Fenda longitudinal significativa, ramificada com eventual perda de agregados (2mm <abertura <4mm)	2,0m x Ca
	Nível 3	Fenda longitudinal ramificada ou me grelha ligeira com perda de material (abertura > 4mm). Fenda transversal de qualquer gravidade	L x Ca
Fendilhamento do tipo pele de crocodilo	Nível 1	Malha com fendilhamento de abertura de pequena dimensão e sem ascensão de finos (abertura <2mm e malha > 20cm)	L x Ca
	Nível 2	Malha com fendilhamento de abertura de qualquer dimensão e com perda de material (fendas com abertura <2mm e malha <20cm, ou fendas com abertura entre 2 e 4mm para qualquer tipo de malha, ou fendas com abertura > 4mm e malha > 40cm)	L x Ca
	Nível 3	Malha com fendilhamento de abertura de grande dimensão com perda de material e ascensão de finos (fendas com abertura > 4mm e malha <40cm)	L x Ca
Peladas, Desagregações Superficiais, Exsudação do Betume, Polimento dos Agregados, Assentamentos Localizados	Nível 1	Anomalia com largura <30 cm	0,5m x Ca
	Nível 2	30cm <Anomalia com largura <100 cm	2,0m x Ca
	Nível 3	Anomalia com largura > 100cm ou várias anomalias de qualquer largura na mesma secção transversal	L x Ca
Covas (ninhos)	Nível 1	Profundidade máxima da cavidade <2cm	0,5m x Ca
	Nível 2	2 cm < Profundidade máxima da cavidade < 4cm	2,0m x Ca
	Nível 3	Profundidade máxima da cavidade > 4cm ou várias covas de qualquer largura na mesma secção transversal	L x Ca
Reparações	Nível 1	Reparações bem executadas	1/4 L x Ca
	Nível 2	Reparações com baixa qualidade de execução ou má elaboração das juntas	1/2 L x Ca
	Nível 3	Reparações mal executadas	L x Ca
Rodeiras	Nível 1	Profundidade máxima da rodeira <10mm	10mm
	Nível 2	10mm <Profundidade máxima da rodeira <25mm	25mm
	Nível 3	Profundidade máxima da rodeira > 25mm	40mm
Irregularidade longitudinal	-	Valor do IRI	IRI (mm/km)
Aderência	-	Valor do SCRIM ou equivalente + mancha de areia	Coefficiente de atrito/IFI/Aa

*L – Largura; Ca – Comprimento afectado

Em alguns casos, não sendo possível avaliar directamente a irregularidade longitudinal, é necessário recorrer à quantificação desta, com base na Tabela 4, através do princípio de que o valor deste índice depende das degradações superficiais observadas, onde os níveis de gravidade para cada degradação considerada resultam da ponderação dos níveis de gravidade registados ao longo do troço, ponderados em função das respectivas extensões de ocorrência (Benta et al. 2008).

Tabela 4. Quantificação do IRI, na ausência de medição directa (Picado-Santos et al. 2006a; Picado-Santos et al. 2006b)

Degradação	Condição	Nível	IRI
Fendilhamento pele de crocodilo	\leq	1	Tipo 1: IRI = 1500 mm/km
e			
Peladas, etc.	\leq	1	
e			
Rodeiras	\leq	1	Tipo 2: IRI = 2500 mm/km
Fendilhamento pele de crocodilo	=	3	Tipo 3: IRI = 3500 mm/km
Ou			
Peladas, etc.	=	3	
e			
Rodeiras	\leq	2	

A aderência baseia-se no índice IFI (*International Friction Index*) calculado com os resultados obtidos do SCRIM (*Sideways-force Coefficient Routine Investigation Machine*) ou equipamento semelhante, e da textura superficial, funcionando apenas como indicador da aderência. A reduzida aderência conduz à redução da segurança e consequente aumento da probabilidade de acidentes (Geocisa 2007; Picado-Santos et al. 2006a; Roe 2008).

2.3. Avaliação da Capacidade Estrutural do Pavimento

A auscultação dos pavimentos é uma tarefa essencial para qualquer avaliação da capacidade estrutural de um pavimento e é imprescindível sempre que se está perante projectos de reabilitação de pavimentos. A informação obtida pela auscultação, nomeadamente as deflexões, são fundamentais para obter o modelo de comportamento estrutural do pavimento, pois permitem caracterizar mecanicamente os materiais das diferentes camadas do pavimento e da fundação, sobretudo os módulos de deformabilidade.

A capacidade estrutural é avaliada a partir da deflexão ou assentamento visível após o carregamento do pavimento. Este parâmetro é no seu conjunto o melhor indicador da qualidade estrutural do corpo do pavimento, em particular, das camadas granulares e da capacidade de suporte do solo de fundação (Picado-Santos et al. 2006b).

Enquanto a avaliação do estado superficial se centra apenas na parte visível do pavimento, no caso da camada superior da mistura betuminosa, mais propriamente na camada de desgaste, a avaliação estrutural interfere no mecanismo pavimento-fundação.

Este tipo de ensaios têm custos elevados, no entanto são aqueles que melhor avaliam o comportamento dos pavimentos ao longo do seu período de vida. Para avaliar a capacidade estrutural pode-se utilizar métodos destrutivos ou métodos não-destrutivos. Os métodos normalmente utilizados são os não-destrutivos visto serem os que menos perturbam a circulação do tráfego, contribuindo também para ausência de destruições e contaminações das misturas betuminosas.

Recorrendo aos métodos não-destrutivos, a deflexão de um pavimento pode ser obtida por vários equipamentos disponíveis tais como a viga de Benkelman, o deflectógrafo de Lacroix, o curviâmetro, o Deflectómetro de Impacto, entre outros.

Segundo Antunes (1993), dependendo do modo como são aplicadas as cargas durante os ensaios de carga, pode-se distinguir dois grupos: carga rolante e carga pontual. A carga rolante corresponde ao equipamento que induz a carga no pavimento a partir da passagem de um eixo de um veículo pesado, sendo a medição da deflexão realizada num determinado ponto. Fazem parte deste grupo equipamentos como a viga de Benkelman, deflectógrafo de Lacroix e o Curviâmetro. No caso de equipamento baseado na carga pontual, esta é aplicada num dado ponto da superfície do pavimento, através de cargas dinâmicas ou estáticas, sendo os dinâmicos os mais utilizados. Equipamentos como o deflectómetro de Impacto e o deflectómetro de alta velocidade induzem cargas de impacto, através da queda de uma massa a uma determinada altura.

A bacia de deflexão, Figura 21, representa a resposta das camadas estruturais, à aplicação de um carregamento e ao mesmo tempo permite avaliar a contribuição de cada camada no comportamento estrutural. A aplicação de um carregamento num determinado local do pavimento traduz-se numa flexão, que diminui com a profundidade e com a distância ao ponto de aplicação da carga, dependendo ainda do módulo de elasticidade das camadas. Os pavimentos com módulos de deformabilidade maiores tendem a sofrer menores deflexões que nos pavimentos com módulos menores, esta diferença de resposta traduz-se no desempenho estrutural.

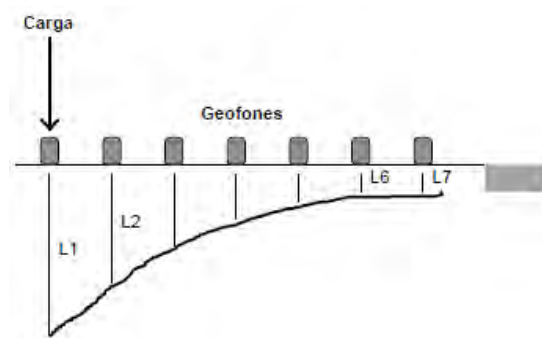


Figura 21. Exemplo de uma bacia de deflexão obtida com o deflectómetro de impacto (Oda 2003)

A avaliação da capacidade estrutural deve ser realizada no período mais húmido, uma vez que a água tem uma influência significativa no comportamento mecânico dos solos e dos materiais granulares. Esta alteração contribui significativamente para a redução dos módulos de deformabilidade e da resistência, em particular as deformações permanentes, destes materiais (Antunes 1993).

2.3.1. Viga de Benkelman

A viga de Benkelman é um equipamento que mede as deflexões pontuais num determinado pavimento, através da aplicação de uma carga que varia consoante o tipo de pavimento e de tráfego em estudo.

O equipamento é constituído por uma base metálica rígida, que se apoia no pavimento através de dois pés, mantendo-se fixa durante o ensaio, como se pode constatar na Figura 22. Numa das extremidades da base, encontra-se solidária uma viga que roda em torno do ponto de fixação, possuindo numa extremidade uma “ponta apalpadora” que se apoia no pavimento exactamente no ponto onde se pretende medir a deflexão. Na extremidade oposta da viga encontra-se um deflectómetro que mede o deslocamento induzido pela passagem do rodado.

O ensaio pode ser realizado segundo dois procedimentos: o “ensaio de carga e descarga” e o “ensaio de descarga”, sendo este o mais comum. O “ensaio de descarga” consiste no posicionamento do rodado do veículo pesado a uma distância de 1,0 m em relação ao ponto onde se pretende efectuar a medição, sendo nesse local colocada a ponta apalpadora. O ensaio decorre com o deslocamento do veículo no sentido oposto à localização da viga, passando pela vertical do ponto onde se pretende obter a medição, neste caso onde está situada a “ponta apalpadora”. Neste local é registado o valor máximo, continuando o veículo no seu movimento até a deflexão estabilizar, geralmente a 5,0m do ponto de medição (local onde está colocada a “ponta apalpadora”).

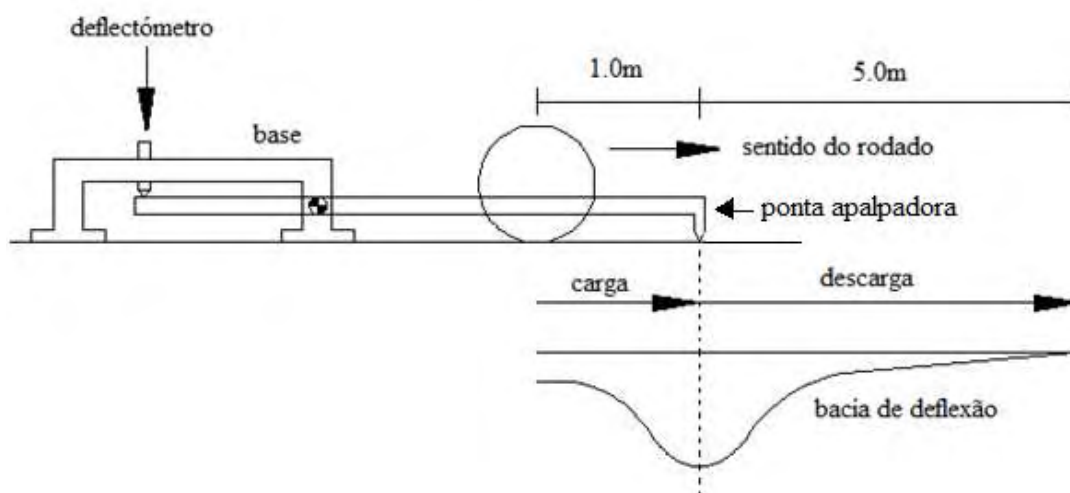


Figura 22. Esquema da constituição da viga de Benkelman e respectiva bacia de deflexão (Pereira and Miranda 1999)

O comportamento do pavimento é caracterizado na descarga, sendo analisada a deflexão máxima registada e a deflexão reversível (deflexão elástica), que corresponde a diferença entre o valor da deflexão máxima e o valor final registado.



Figura 23. Ensaio com a viga de Benkelman (Fontul 2004)

Este ensaio é bastante lento, como se consta na Figura 23, velocidades de execução da ordem dos 2 a 3 km/h, conduzindo a baixos rendimentos, sendo por isso mais apropriado para pequenas extensões de pavimento. Outra desvantagem deste ensaio está associada à baixa velocidade de ensaio comparada com a velocidade normal do tráfego. De facto, devido à natureza dos materiais, principalmente das misturas betuminosas, a resposta do pavimento ao carregamento é significativamente afectada devido à diferença de velocidades (Fontul 2004; Pereira and Miranda 1999).

Este ensaio possui uma elevada dispersão de valores devido sobretudo à dependência do operador que realiza o ensaio (Jacinto et al. 2006).

2.3.2. Deflectógrafo de Lacroix

O princípio deste ensaio é praticamente análogo ao da viga de Benkelman, visto que o deflectógrafo de Lacroix foi desenvolvido de forma a aumentar o rendimento deste. O ensaio realiza-se à velocidade de 5km/h, sendo a distância entre pontos de medição da ordem dos 3 a 5m (Antunes 1993; Fontul 2004).

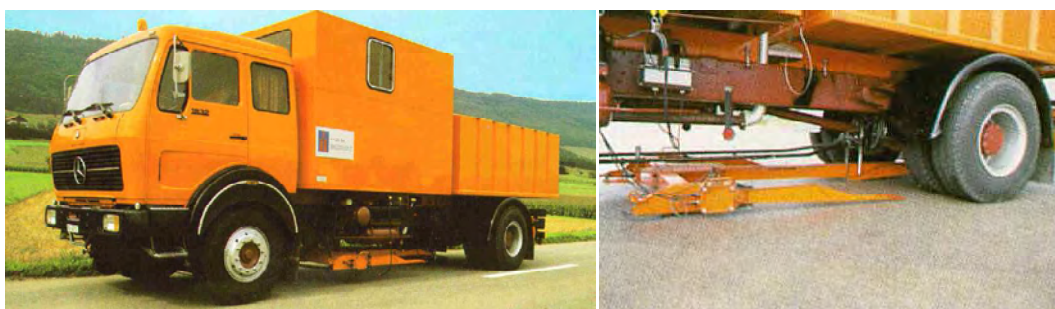


Figura 24. Deflectógrafo Lacroix e viga em posição de ensaio (SACR 2004)

O deflectógrafo de Lacroix (Figura 24) utiliza duas vigas montadas em paralelo no veículo, uma em cada rodado, com funcionamento semelhante ao ensaio referido anteriormente, possibilitando a medição das deflexões nas duas rodeiras de uma mesma via de tráfego. Todo o ensaio se processa de forma automática, sem ser necessário parar o veículo para a execução do ensaio. A particularidade deste ensaio consiste no procedimento do mesmo, visto que as deflexões são obtidas durante a carga, o oposto à viga de Benkelman. Assim, a deflexão medida corresponde à soma da deflexão elástica com a deflexão permanente (Antunes 1993).

A grande desvantagem deste método reside na obtenção parcial da bacia de deflexão e nas baixas velocidades de ensaio, comparadas com a velocidade normal do tráfego. As características do veículo de ensaio podem condicionar a execução do ensaio em locais com restrições de tamanho e peso.

A vantagem desta técnica está no fornecimento quase contínuo das medições obtidas ao longo do pavimento em ensaio (Fontul 2004).

2.3.3. Curviâmetro

O Curviâmetro (Figura 25) permite efectuar medições a velocidades da ordem dos 18 km/h, através de uma corrente, munida de geofones, que captam as alterações da superfície do pavimento na zona de aplicação da carga, localizada no eixo traseiro do veículo de ensaio.



Figura 25. Curviâmetro e pormenor da corrente (Sina 2009)

As deflexões são registadas em intervalos de 5m, a partir da corrente de 15m que possui 3 geofones, igualmente distanciados (de 5 em 5m). A medição inicia-se quando a corrente entra em contacto com o pavimento a 1m à frente do rodado, deixando de estar em contacto 3m após passar pelo rodado do veículo, como se verifica na Figura 26, obtendo-se uma bacia de deflexão com 100 pontos. A bacia de deflexões compreende medições distanciadas de 4 em 4cm. A deflexão medida corresponde à deflexão total, soma da deflexão permanente com a deflexão elástica. Na Figura 27 é possível ver um exemplo de uma bacia de deflexões obtida pelo ensaio de curviâmetro.

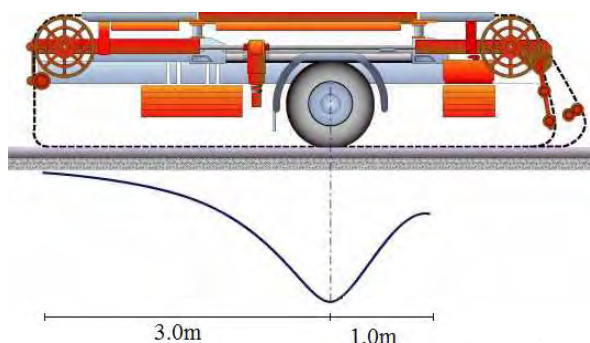


Figura 26. Funcionamento do Curviâmetro (Sanchez 2004)

Este equipamento regista as medições da temperatura da superfície do pavimento e da temperatura do ar em cada registo de deflexões, de forma a obter-se uma correcta interpretação dos resultados. O comportamento dos pavimentos flexíveis, principalmente das misturas betuminosas, varia significativamente com a temperatura a que se encontram, para temperaturas elevadas registam-se deflexões superiores (Fontul 2004; Picado-Santos et al. 2006b; Sanchez 2004; Sina 2009).

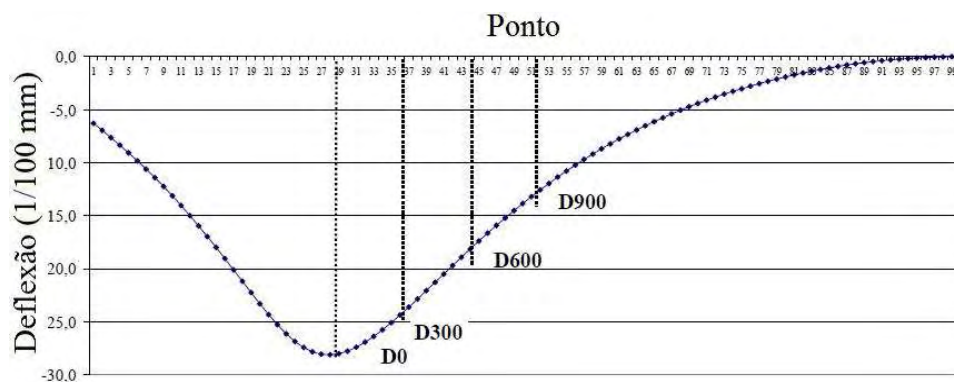


Figura 27. Exemplo de uma bacia de deflexões obtida pelo ensaio de curviâmetro (Alves 2007)

A desvantagem deste equipamento, tal como o anterior, é o peso e o tamanho do veículo de ensaio que pode ser limitativo em algumas locais.

As vantagens residem na obtenção da bacia de deflexões completa e do fornecimento contínuo das medições da deflexão ao longo do pavimento em ensaio. Outra vantagem é a velocidade de execução do ensaio, mesmo assim ainda um pouco lenta quando comparada com a velocidade do tráfego (Fontul 2004).

2.3.4. Deflectómetro de Impacto

O deflectómetro de impacto (*Falling Weight Deflectometer – FWD*) é um equipamento que permite medir a resposta do pavimento, quando solicitado por uma carga vertical dinâmica de impacto normalizada com duração na ordem dos 20 a 30 milissegundos, aproximando-se bastante do efeito induzido pelo tráfego a velocidades da ordem dos 60 a 80 km/h.



Figura 28. Deflectómetro de Impacto (Simões and Cunha 2006)

Este equipamento geralmente está atrelado a um veículo ligeiro (Figura 28), o qual está munido de equipamento informático de controlo do ensaio, de aquisição, tratamento e restituição da informação obtida.

O equipamento possui um eixo vertical, no qual se desloca uma carga solitária, que transmite uma carga, resultante da queda, a um conjunto de amortecedores. Estes por sua vez transmitem a carga ao pavimento através de uma placa rígida de diâmetro também normalizado, que varia de diâmetro dependendo do tipo de pavimento a ensaiar. A massa de impacto, o sistema de amortecimento e a altura de queda podem ser ajustadas dependendo do objectivo do ensaio. A representação esquemática deste ensaio traduz-se na Figura 29.

O diâmetro da placa varia entre 300mm e 450mm, dependendo do tipo de pavimento a ensaiar. A placa de 300mm é normalmente utilizada em pavimentos flexíveis, enquanto a de 450mm utiliza-se em pavimentos rígidos, mais precisamente para pavimentos aeroportuários.

De modo a medir a resposta do pavimento, o equipamento possui um conjunto de sensores de deflexão, de 6 a 9, dependendo dos objectivos definidos para o ensaio, que medem os deslocamentos verticais da superfície, nos pontos de apoio destes.

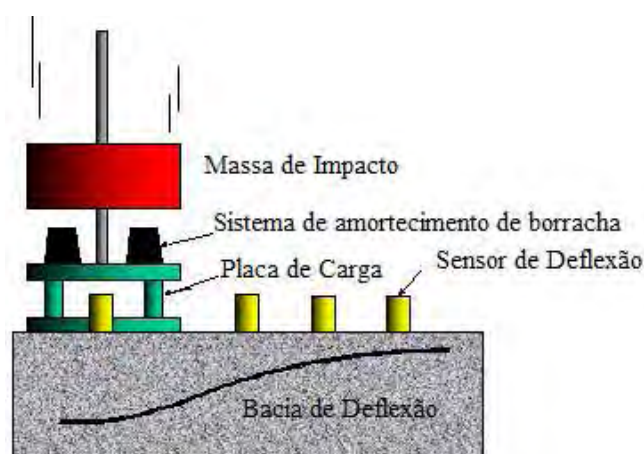


Figura 29. Representação esquemática do ensaio do FWD (Simões and Cunha 2006)

Existem 2 tipos de sensores que podem ser utilizados nos FWD's: os geofones (transdutores de velocidade) e os sismógrafos (transdutores de deslocamentos absolutos) (Fontul 2004). No entanto, Sorensen (2004) (citado em (Domingos 2007)) acrescenta a existência de um terceiro, neste caso o acelerómetro. No entanto, os FWD actuais estão equipados com transdutores de deslocamentos do tipo geofones ou do tipo sismómetro.

Os sensores de deflexão distribuem-se na direcção do eixo do reboque que acopla o equipamento, estando o primeiro posicionado no centro da placa e os restantes a distâncias normalizadas, tomando como referência o primeiro sensor (Figura 30). O posicionamento dos sensores deve ser efectuado em função da rigidez e espessuras do pavimento em análise.



Figura 30. Pormenor da placa de carregamento e da distribuição dos sensores (SHRP 1993)

Segundo SHRP (1993) a posição dos sensores de deflexões deve ser escolhida de acordo com a Tabela 5 sendo as posições 4 posições mencionadas na Tabela 6 obrigatórias.

Tabela 5. Posições possíveis para os geofones (SHRP 1993)

Posição	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	D8	D9	D10	D11
Distância ao centro da placa (mm)	0	200	300	450	600	900	1200	1500	1800	2100	2400

Tabela 6. Posições obrigatórias para os geofones (SHRP 1993)

Posição	D1	D2	D3	D4
Distância ao centro da placa (mm)	0	300	600	900

No entanto o InIR (2009) defende a posição dos geofones segundo a Tabela 7, que contempla 7 posições. No caso de o equipamento estar munido de mais geofones, a posição destes 7 é obrigatória.

Tabela 7. Posições obrigatórias para os geofones (InIR 2009)

Posição	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Distância ao centro da placa (mm)	0	300	450	600	1500	1800	2100

Devido à capacidade de efectuar o ensaio a 4 diferentes alturas de queda e de variar o valor da massa cadente, este equipamento possibilita simular os diferentes eixos do tráfego pesado, permitindo obter forças de impacto entre 30 e 240 kN.

O ensaio realiza-se geralmente nos dois sentidos, na rodeira externa, visto encontrar-se mais próxima da descontinuidade longitudinal entre o pavimento e a berma, estando os pontos com

localizações desfasadas de 100m, isto quando o tráfego é semelhante nos dois sentidos, como se pode ver na Figura 31. Para vias com duas ou mais vias por sentido, geralmente realiza-se os ensaios na via mais solicitada, correspondendo na maioria dos casos a via da direita. Em todo o caso, a distância entre pontos de ensaio depende sobretudo do tipo de rigor pretendido para o ensaio, sendo em muitos casos adoptados valores muito menores a 100m, da ordem dos 20m entre pontos de ensaio, como aconselha a norma Espanhola (Carreteras 2002), de forma a obter-se um conjunto de deflexões mais representativas do pavimento.

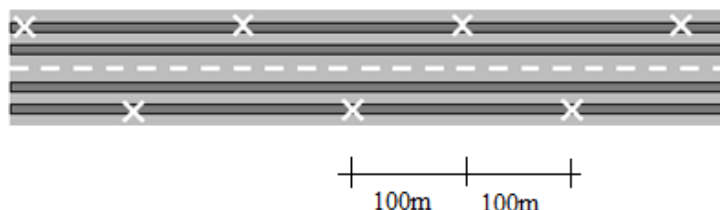


Figura 31. Localizações desfasadas (alternadas) (Simões and Cunha 2006)

A análise da bacia de deflexão traduz o comportamento estrutural do pavimento. Na análise da bacia de deflexão obtida a partir do FWD, os sensores mais próximos do ponto de aplicação da carga fornecem o comportamento estrutural total do conjunto pavimento-fundação, enquanto os mais distantes reflectem o comportamento das camadas mais inferiores do pavimento e da camada de fundação, como se consta na Figura 32.

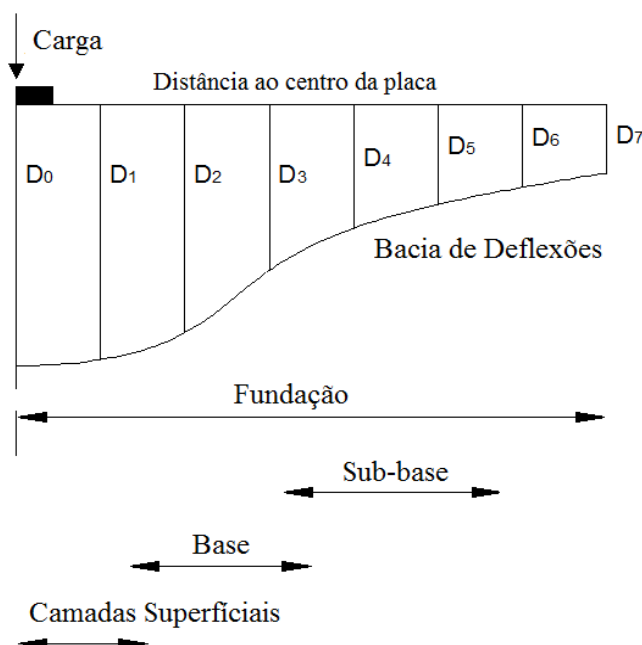


Figura 32. Influência das camadas de um pavimento flexível na obtenção da bacia de deflexões (Fontul 2004)

Este comportamento só é válido se o pavimento não apresentar degradações superficiais, sendo o fendilhamento a família de degradações que mais influencia o valor da deflexão máxima e a bacia de deflexão. Isto deve-se sobretudo à existência de fendas no pavimento que funcionam como elemento de descontinuidade, diminuindo a área de distribuição de cargas, traduzindo-se num aumento das tensões e consequente deformação das camadas do pavimento (Picado-Santos et al. 2006b).

Este equipamento tem a particularidade de poder ser usado em fase de construção para avaliação das condições de fundação, de sub-base e de base, permitindo a avaliação da conformidade do projecto. Os resultados obtidos pelo ensaio são bastantes fiáveis e obtidos rapidamente, com elevado rendimento (Alves 2007; Picado-Santos et al. 2006b).

Este ensaio, tal como os outros, deve ser efectuado na época onde se registam maiores humidades na fundação, visto que a deformabilidade dos pavimentos é maior para estas condições (Kreamer et al. 2004). No entanto, não devem ser realizados em caso de precipitação ou em locais onde a água se encontre estagnada (InIR 2009).

A grande vantagem do deflectómetro de impacto reside na sua capacidade de simular, aproximadamente, as características de carga do tráfego pesado em termos de magnitude e frequência, portanto as deflexões resultantes aproximam-se daquelas que seriam causadas por uma carga real dinâmica, a velocidade entre os 60 a 80 km/h (DNIT 2006).

Em suma, segundo Pinto & Domingos (2001) citado em Jacinto (2003), este equipamento apresenta as seguintes vantagens:

- Elevada precisão na medição de deflexões e pequena dispersão das medições;
- Possibilita a aplicação de vários níveis de carga no mesmo ponto;
- Facilidade e rapidez de operação, independentemente das condições climáticas;
- Medida e registo automático da temperatura do ar e do pavimento e distância entre pontos de medição.

Em cada ensaio efectuado, existem vários factores que influenciam as medições das deflexões durante o ensaio. Os valores das deflexões derivam de uma serie de factores, tais como a geometria do carregamento, a pressão dos pneus e do ponto da aplicação da carga. No entanto, os factores mais condicionantes são o desfasamento das cargas aplicadas e o efeito da temperatura. Por isso

torna-se necessário recorrer a processos que reduzam significativamente a influência destes, de forma a obter-se as mesmas condições de ensaio para todas as deflexões (Jacinto 2003).

2.3.4.1. Normalização do Desfasamento das Cargas Aplicadas

Durante a execução dos ensaios, é habitual verificar-se pequenas variações da força aplicada. Estas variações podem estar associadas às características de deformabilidade do meio ensaiado, à existência de atrito no sistema de guiamento da massa cadente e à variação de deformabilidade dos amortecedores com a temperatura. De forma a minimizar estas variações, procede-se à normalização das deflexões medidas através da seguinte expressão:

$$D_n = D_m \frac{L_t}{L_m} \quad (2)$$

onde:

D_n – Deflexão normalizada;

D_m – Deflexão medida;

L_t – Carga padrão (20,40 ou 65kN, normalmente, correspondendo a eixos-padrão de 40, 80 e 130kN, respectivamente);

L_m – Carga medida.

2.3.4.2. Normalização do Efeito da Temperatura

Nos pavimentos flexíveis o efeito da temperatura sobre as camadas betuminosas é preponderante. A temperaturas elevadas, uma mistura betuminosa exhibe deflexões mais elevadas devido à menor rigidez da mistura, tornando-se mais deformável do que no caso de temperaturas mais baixas, logo misturas mais rígidas.

Existem duas hipóteses de efectuar a correcção devida à temperatura: efectuar a correcção da deflexão máxima obtida através dos ensaios de carga ou a correcção dos módulos de deformabilidade, sendo o procedimento deste último desenvolvido mais adiante neste documento.

Para correcção do efeito da temperatura nas deflexões máximas recorre-se a seguinte fórmula:

$$d_{70^{\circ}F} = F_d \cdot d_{tp} \quad (3)$$

onde:

$d_{70^{\circ}\text{F}}$ – deflexão normalizada à temperatura de referência de 70°F , que corresponde a $21,1^{\circ}\text{C}$;

F_d – factor de ajuste da temperatura;

d_{tp} – deflexão de ensaio.

O factor de ajuste da temperatura é obtido recorrendo ao ábaco apresentado pela AASHTO.

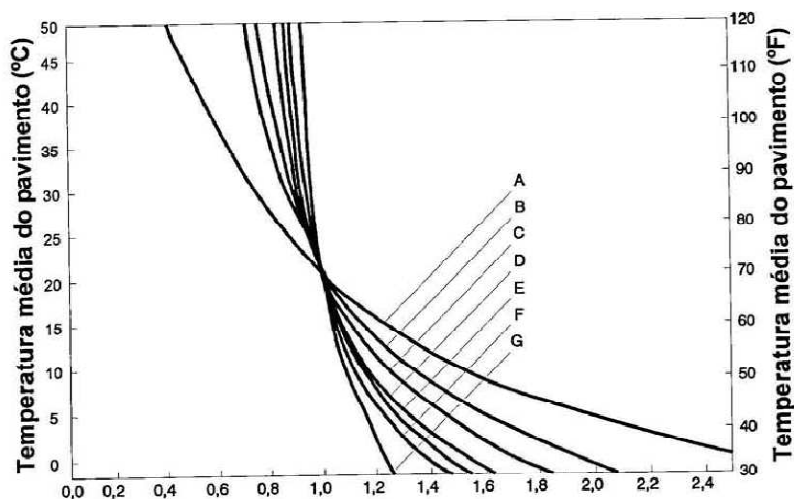


Figura 33. Factor de ajuste da temperatura (F_d) (Jacinto 2003)

O factor de ajuste da temperatura (Figura 33) depende da temperatura média a que se encontra o pavimento na altura da realização do ensaio, sendo por isso preponderante obter-se a temperatura média visto que esta pode variar de hora para hora, ou até mesmo em poucos minutos. Por isso, torna-se necessário, durante a realização dos ensaios de carga, registar, em regra, 2 temperaturas: a temperatura do ar e a temperatura das camadas betuminosas.

Com base nessas temperaturas, procede-se à normalização dos valores da deflexão em função da temperatura a que o pavimento se encontra na altura da realização do ensaio. Para tal é necessário dispor da temperatura média do pavimento, que pode ser medida ou estimada, tendo a medida um processo mais moroso, devido sobretudo ao tempo de recolha dos dados. Por isso é hábito recorrer a fórmulas simplificadas, ou a ábacos, que possibilitam determinar a temperatura recorrendo apenas à temperatura da superfície e do ar.

Um dos ábacos usados para estimar a temperatura média, a uma determinada profundidade, é o apresentado pela Asphalt Institute (Figura 34), que recomenda a utilização deste de forma a estimar a temperatura a três profundidades, correspondentes à temperatura na superfície da camada betuminosa, a metade da espessura e na base destas, sendo a média destas 3, a temperatura média do pavimento (Jacinto 2003).

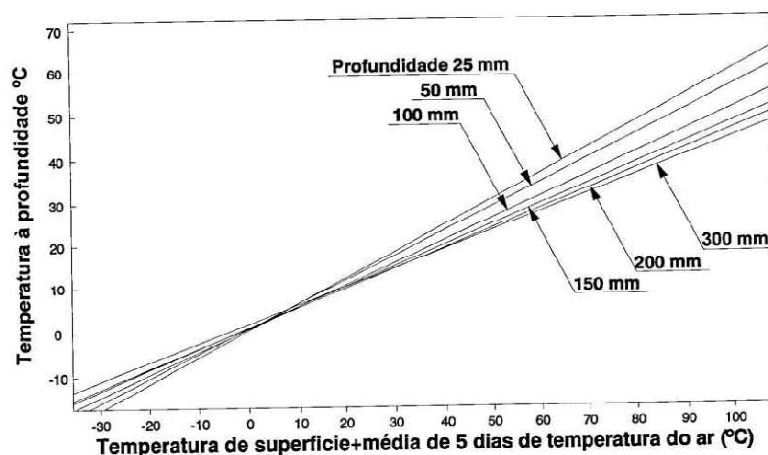


Figura 34. Ábaco para estimar a temperatura em profundidade, baseado na temperatura da superfície e do ar. (Jacinto 2003)

Em todo o caso, este método não é dos mais usados para determinar a temperatura em profundidade, sendo apresentado mais adiante as metodologias que permitem determinar esta temperatura.

2.3.5. Deflectómetro de Alta Velocidade

Os deflectómetros de Alta Velocidade (*High Speed Deflectometers*) surgiram devido à dificuldade de execução dos ensaios, principalmente a nível da velocidade, levando vários países a desenvolver equipamentos que permitissem medir as deflexões do pavimento a velocidades na ordem dos 80 km/h. Os Estados Unidos da América desenvolveram o *Rolling Wheel Deflectometer* (RWD), a Suécia o *Road Deflection Tester* (RDT), enquanto a Dinamarca desenvolveu o *High Speed Deflectograph* (HSD), sendo todos eles munidos de sensores laser e execução de ensaios com velocidades da ordem dos 80 km/h.

O RDT e o RWD (Figura 35) estão equipados com sensores laser de medição da distância, que medem as deflexões tendo em conta a diferença entre o perfil do pavimento sujeito e não sujeito a acções de carga.



Figura 35. *Road Deflection Tester* (RDT) e *Rolling Wheel Deflectometer* (RWD) (Alves 2007; Fontul 2004)

No caso do HSD (Figura 36), o princípio de medição é diferente, usando dois sensores montados na parte frontal da roda de carga que medem a velocidade vertical da superfície do pavimento resultante da aplicação da carga de ensaio (Fontul 2004).



Figura 36. *High Speed Deflectograph (HSD)* (Fontul 2004)

2.4. Correlação entre os vários Equipamentos de Ensaio

A viga de Benkelman foi dos primeiros ensaios que permitiu efectuar a avaliação estrutural dos pavimentos, recorrendo-se às deflexões do pavimento, sendo por isso uma referência a nível Mundial. Nos últimos anos, com o desenvolvimento da tecnologia, têm surgido equipamentos mais modernos, precisos e rentáveis, como o FWD, entre outros. No entanto, muitos dos métodos foram concebidos para o uso das deflexões medidas pela viga de Benkelman, tornando-se por isso necessário estabelecer correlações entre as medidas obtidas com outros equipamentos com as medidas obtidas com a viga de Benkelman.

Além disto, por vezes, os ensaios são efectuados por equipas que possuem equipamentos distintos, tornando-se necessário converter os valores obtidos pelos dois ensaios para apenas um, de forma a facilitar a análise e posterior tratamento.

O regulamento espanhol dispõe de um conjunto de correlações, Tabela 8, que permitem correlacionar as deflexões obtidas pelos vários equipamentos em deflexões equivalentes às obtidas pela viga de Benkelman (Carreteras 2002).

Tabela 8. Correlações entre os vários equipamentos e a viga de Benkelman (Carreteras 2002)

Equipamento	Relação
Deflectógrafo de Lacroix de chassis largo	$VB=D$
Deflectógrafo de Lacroix de chassis curto	$VB=1,15 DL+15$
Curviâmetro	$VB=1,4 C$
Deflectómetro de Impacto	$VB=1,48 DI_5+3,3$

onde:

VB – deflexão equivalente à obtida com a viga de Benkelman;

D – deflexão obtida com o Deflectógrafo de Lacroix de chassis largo;

DL – deflexão obtida com o Deflectógrafo de Lacroix de chassis curto;

C – deflexão obtida com o Curviâmetro;

DI₅ – deflexão obtida com o Deflectómetro de Impacto para uma carga de aproximadamente 50kN.

As deflexões máximas obtidas podem ser relativamente diferentes, principalmente entre a viga de Benkelman e o deflectómetro de Impacto. Isto acontece devido sobretudo à aplicação e geometria do carregamento, visto que o da viga de Benkelman é quase estático e o do deflectómetro de Impacto é estacionário, induzindo uma carga similar à passagem de um veículo pesado (Jacinto et al. 2006).

2.5. Avaliação da Constituição dos Pavimentos

A constituição dos pavimentos é um parâmetro essencial em projectos de reabilitação de pavimentos, visto que se obtêm as características mecânicas e geométricas do pavimento e da fundação. Geralmente para obtenção destas características recorre-se a elementos históricos dos pavimentos, a execução de sondagens ou ao Radar de Prospeção (Alves 2007), dependendo do tipo de informação pretendida.

O histórico de um pavimento é caracterizado pela informação das intervenções efectuadas sobre esta estrutura ao longo do período da sua existência, desde da sua construção até às obras posteriores de beneficiação e conservação. Muitas das vezes este tipo de informação está desactualizada ou simplesmente não existe, no entanto constitui uma base de apoio à análise estrutural (EP-JAE 2007).

As sondagens realizam-se com o intuito de apoiar o estudo dos pavimentos de forma a proceder-se, de forma rigorosa, à obtenção das características das misturas e dos materiais granulares, assim como as espessuras que constituem as várias camadas. Esta caracterização pode ser efectuada por dois métodos distintos: a execução de carotes ou a realização de poços. A execução de carotes (Figura 37) é mais limitada devido a apenas permitir a caracterização das camadas ligadas (misturas betuminosas) e a obtenção das espessuras respectivas. A realização de poços (Figura 38), é mais abrangente com a vantagem de se poder caracterizar as camadas não ligadas (camadas

granulares), além das camadas betuminosas e das respectivas espessuras. Os poços possibilitam ainda a realização de ensaios “in-situ”, como a baridade e o teor de água.



Figura 37. Execução de sondagens à rotação e carote retirado de um pavimento rodoviário flexível (Antunes et al. 2005)



Figura 38. Abertura de poços (Alves 2007)

Tanto as sondagens como os poços apresentam uma componente destrutiva, que no caso da primeira não é tão acentuada como na execução dos poços, uma vez que os orifícios facilmente são preenchidos. No caso dos poços é necessário efectuar a reparação, para não se tornar uma potencial zona de patologias e consequentemente diminuir o nível de qualidade do pavimento (Fontul 2004).

Existe um equipamento que permite estimar o CBR (*California Bearing Ratio*) do solo de fundação “in situ”, denominado de come de penetração dinâmico. Este equipamento é constituído por uma vara metálica, contendo numa das extremidades um cone, também de origem metálica, o qual penetra nas camadas granulares do pavimento, ou no solo de fundação, a partir do impacto de um martelo de massa dupla que se desloca ao longo da vara, sendo o equipamento padronizado (Figura 39). Os parâmetros obtidos resultam do número de pancadas necessárias para a penetração de determinada distância.



Figura 39. Cone de penetração dinâmico (Bernucci et al. 2006)

A caracterização dos vários materiais é realizada em laboratório onde se obtém parâmetros importantes para a caracterização do pavimento existente. A nível das misturas betuminosas obtêm-se o teor em betume, baridades, porosidade, temperatura de amolecimento de anel, penetração do betume recuperado para os materiais betuminosos enquanto ao nível dos materiais granulares se pode obter o tipo de material utilizado, granulometria e equivalente de areia. No caso do solo de fundação podem ser realizados ensaios de Proctor, equivalente de areia, índice de forma, CBR (*California Bearing Ratio*) e limites de Atterberg (Antunes 1993).

O radar de prospecção (*Ground Penetrating Radar - GPR*) é um equipamento que permite caracterizar, de forma rápida e cómoda, o tipo de estrutura do pavimento e as espessuras das camadas constituintes de forma contínua. No entanto, será sempre necessário recorrer às sondagens visto que o equipamento não fornece as características dos materiais e não se obtém valores muito precisos no caso de pavimentos mais antigos, como se comprova na Figura 40.



Figura 40. Comparação entre os resultados obtidos com o GPR num pavimento novo e num pavimento antigo (Alves 2007)

A execução deste tipo de ensaios complementa as deflexões obtidas pelos ensaios não destrutivos referidas anteriormente, principalmente do Deflectómetro de Impacto visto ser o equipamento mais usado para avaliar a capacidade de carga dos pavimentos. A execução de sondagens à rotação após a realização dos ensaios com o Deflectómetro de Impacto facilita a compreensão das deflexões e fornece informação das várias camadas do pavimento.

3. REABILITAÇÃO ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS

3.1. Enquadramento

Um pavimento rodoviários tem no início da sua vida um determinado nível de serviço, que engloba as condições de segurança, conforto e economia. No entanto, o pavimento vai-se degradando ao longo do tempo, devido às acções do tráfego e dos agentes atmosféricos, até atingir um estado onde os critérios mínimos estruturais não satisfazem. Esse período corresponde à vida útil ou vida de serviço do pavimento.

O estado do pavimento em determinado período da sua vida de projecto pode ser descrito baseado nas características funcionais e nas características estruturais. Estes dois tipos de características estão intrinsecamente interligadas, a título de exemplo, o fendilhamento existente na superfície, provocado pelo efeito da temperatura ou da fadiga dos materiais, permite a entrada de água para o interior do pavimento, contribuindo para a degradação do comportamento estrutural dos materiais das camadas, sobretudo das camadas constituídas por materiais granulares.

A maioria dos pavimentos entra em níveis mínimos de serviço muito antes do final de vida útil programado, sendo por isso necessário recorrer a medidas de reabilitação, intervindo maioritariamente a nível estrutural, devido principalmente ao aumento significativo do tráfego pesado e das cargas transportadas (Batista et al. 2006; Benta 2008; Jacinto 2003).

Assim, a necessidade de reabilitação estrutural depende principalmente das seguintes circunstâncias (Carreteras 2002):

- Ruína estrutural do pavimento;
- Previsão do crescimento significativo do tráfego pesado;
- Gastos elevados de conservação corrente e/ou periódica.

A selecção da técnica de reabilitação depende de 3 factores: as considerações técnicas, os factores económicos e os factores ambientais. As considerações técnicas estão sobretudo relacionadas com a eficácia da resolução dos problemas existentes e no desempenho da solução adoptada a longo prazo. A nível económico, recai sobretudo nos custos da aplicação da solução e após a entrada em serviço, tanto para os utentes como para as entidades gestoras. Devido à política sustentável, o

factor ambiental hoje em dia torna-se, quase, o mais importante, de forma a minimizar ao máximo o impacto ambiental (Batista et al. 2006; Benta 2008; Jacinto 2003).

3.2. Técnicas de Reabilitação Estrutural de Pavimentos

3.2.1. Reforço

O processo de reabilitação estrutural de pavimentos, dito tradicional, para pavimentos rodoviários flexíveis compreende a execução de camadas de reforço. A principal função de reforço consiste na recuperação das características estruturais do pavimento recorrendo à execução de camadas adicionais de materiais betuminosas sobre o pavimento antigo, aumentando a capacidade estrutural e prolongando-lhe a vida útil (Jacinto 2003).

As camadas de reforço são constituídas por misturas betuminosas fabricadas a quente, em central, no entanto nos últimos anos tem-se verificado a adopção de novos materiais (Batista 2004).

Esta técnica consiste na colocação de uma camada, ou mais camadas, de mistura betuminosa sobre o pavimento antigo, de forma a suportar as cargas induzidas pelo tráfego. No entanto, em alguns casos antes da colocação da camada de reforço, são fresadas as camadas betuminosas que se apresentam mais degradadas. O reforço, quando aplicado em pavimentos com graves problemas estruturais, conduz a espessuras de reforço elevadas, não sendo por isso viável economicamente. Outras das desvantagens deste tipo de soluções diz respeito aos condicionalismos das cotas, visto, frequentemente, estarem definidas cotas relativas a passeios, acesso a garagens e acessos a galerias técnicas. Caso se aplicasse uma camada de reforço, sobrejacente à camada antiga teria-se um aumento significativo das cotas, não sendo muito viável por questões técnicas (Picado-Santos et al. 2006b).

3.2.2. Reciclagem

Nos últimos anos tem-se assistido à implantação da reciclagem, não só devido à reutilização dos materiais, mas principalmente como solução possível para reabilitação de pavimentos muito degradados, ou cujas características se pretendem melhorar.

Esta solução surgiu inicialmente nos EUA nos anos 70 devido à crise petrolífera, que levou ao aumento significativo do preço do petróleo, conduzindo a custos elevados do betume asfáltico e dos combustíveis que influenciavam directamente o custo de fabrico, transporte e aplicação das

misturas (Baptista 2006). Actualmente, esta solução tem vindo a aumentar não devido aos preços actuais do petróleo mas devido sobretudo a questões da ordem ambiental. Antigamente, os critérios adoptados no projecto de reabilitação de pavimentos rodoviários centravam-se na ordem técnica e económica, actualmente e futuramente deverá centrar-se, inevitavelmente, apenas em factores de ordem ambiental (Batista 2004).

A reciclagem de misturas betuminosas pode ser efectuada recorrendo a diferentes técnicas: a frio ou a quente, “in situ” ou em central, e com distintos ligantes (betume asfáltico, emulsão betuminosas ou cimento).

Na Tabela 9 apresentam-se resumidamente as principais técnicas de reciclagem, quanto ao tipo de reciclagem e o local de mistura.

Tabela 9. Principais técnicas de reciclagem (Baptista 2006)

Tipo de Reciclagem	Local de Mistura	
	“In situ”	Em central
Reciclagem a frio com cimento	Sim	Não
Reciclagem a frio com emulsão betuminosa	Sim	Sim
Reciclagem a frio com betume-espuma	Sim	Sim
Reciclagem semi-quente com emulsão betuminosa	Não	Sim
Reciclagem a quente	Sim	Sim

Nas técnicas de reciclagem em central, o material a reciclar, é geralmente proveniente da fresagem das misturas betuminosas, sendo posteriormente transportado para central e incorporado na produção das misturas recicladas. Estas tanto podem ser aplicadas no local da proveniência do material fresado ou noutras obras (Baptista 2006).

3.2.3. Reconstrução

A reconstrução pode ser considerada uma técnica de reabilitação de pavimentos. Esta técnica é menos comum, no entanto apropriada sempre que se pretenda restituir as condições de serviço do pavimento que se encontram próximo, ou já, no estado de ruína estrutural.

A título de exemplo, para pavimentos com fundações medíocres, esta técnica é a mais apropriada. Sendo as características da fundação más, nunca se tornaria viável a execução do reforço, uma vez que por mais espesso que fosse o reforço, nunca se verificaria um dos critérios de ruína dos pavimentos, a deformação permanente.

Esta técnica, também pode ser considerada sempre que se está perante obras, por exemplo, de alargamento das vias, em que a via antiga já se encontra num estado de degradação bastante avançado. Neste caso, torna-se viável a reconstrução do pavimento, homogeneizando-se as camadas granulares e as misturas betuminosas, contribuindo assim para um bom funcionamento do pavimento no seu conjunto.

3.3. Subsecções Homogéneas

A divisão dos troços em estudo em subsecções estatisticamente homogéneas é indispensável para se realizar a avaliação da capacidade de carga do pavimento em estudo (Pinelo 1993).

O tratamento dos resultados obtidos, em particular as deflexões obtidas pelo deflectómetro de impacto, visa a obtenção das zonas com comportamento homogéneo e uniforme ao longo do troço em estudo. O troço, na maioria das vezes, apresenta grandes extensões, pelo que não é economicamente e tecnicamente viável a análise de todos os pontos de ensaio, logo é necessário recorrer a agrupamentos de secções que apresentem características estruturais semelhantes, as denominadas subsecções homogéneas.

A variação das deflexões medidas no centro da área carregada (deflexões máximas), são importantes para a divisão de um pavimento em subsecções homogéneas, uma vez que estas deflexões fornecem a resposta do conjunto pavimento-fundação quando carregado (Jacinto et al. 2006).

Ao longo de um troço de estudo são obtidas várias subsecções homogéneas que posteriormente são agrupadas em secções com comportamento, aproximadamente, homogéneo e uniforme, de modo a serem estudadas soluções de reforço para cada secção designada. O comportamento de uma subsecção considera-se homogéneo quando se verifica a uniformidade dos seguintes parâmetros (Jacinto et al. 2006):

- Deflexões centrais;
- Tipo de pavimento;
- Data de construção do pavimento e obras de conservação e reforço;
- Constituição do pavimento (espessuras das camadas e materiais);
- Tipo de fundação;

- Tráfego;
- Estado da superfície e degradações.

A divisão final em subsecções deve ser realizada com base em toda a informação disponível sobre o pavimento em estudo.

Na Figura 41 é possível ver o exemplo de uma divisão final em subsecções, considerando a deflexão central, a espessura das camadas, a fundação e o tráfego.

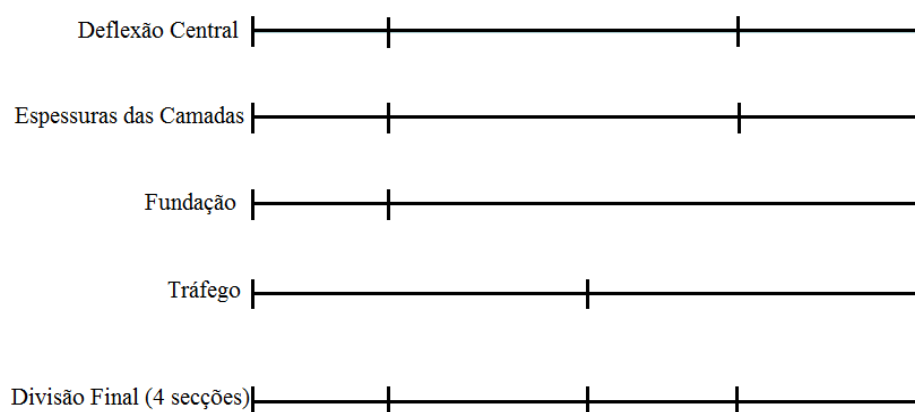


Figura 41. Exemplo de uma divisão em subsecções considerando a deflexão central, a espessura das camadas, a fundação e o tráfego (Benta 2008)

Esta tarefa é fundamental para projectos de reabilitação, pois permite estudar o reforço das secções globalmente ou individualmente, de modo a obter-se o reforço dentro dos limites da fadiga e da deformação permanente.

A obtenção das subsecções baseia-se num tratamento estatístico dos valores das deflexões obtidas, de forma a distinguir as diferentes subsecções e dentro dessas, obter a bacia de deflexões característica de cada uma.

3.3.1. Método da AASHTO

A definição das subsecções homogéneas pelo método denominado “Método das Diferenças Acumuladas” (*Analysis Unit Delineation by Cumulative Differences*) indicado pela AASHTO (AASHTO 1993), baseia-se na divisão do troço em subsecções homogéneas de forma racional, podendo ser utilizado as deflexões, ou outro parâmetro que for relevante para a análise (Medina and Motta 2005).

A sequência de cálculo é a seguinte:

- Cálculo do valor médio da deflexão em todo o troço de estudo;
- Cálculo dos desvios em relação à média para cada ponto de medição da deflexão;
- Soma dos desvios acumulados;
- Execução do gráfico, nas abcissas os pontos de ensaio e nas ordenadas os valores dos desvios acumulados.

Toda esta sequência de cálculo é traduzida pelas seguintes fórmulas:

$$S_1 = X_1 - X_m \quad (4)$$

$$S_2 = X_2 - X_m + S_1 \quad (5)$$

$$S_i = X_i - X_m + S_{i-1} \quad (6)$$

onde:

X_i – deflexão medida no ponto de teste i ;

X_m - deflexão média do troço em estudo;

S_i – soma acumulada dos desvios da média ao ponto de teste i .

Depois de realizada a sequência de cálculo descrita anteriormente, elabora-se um gráfico que demonstra a evolução dos valores dos desvios acumulados ao longo do troço em estudo. A divisão do troço em subsecções homogêneas é realizada através do gráfico e consiste na delimitação do gráfico sempre que se verifique mudança de sinal das somas acumuladas, sendo que essas zonas traduzem um comportamento semelhante, como ilustra a Figura 42.

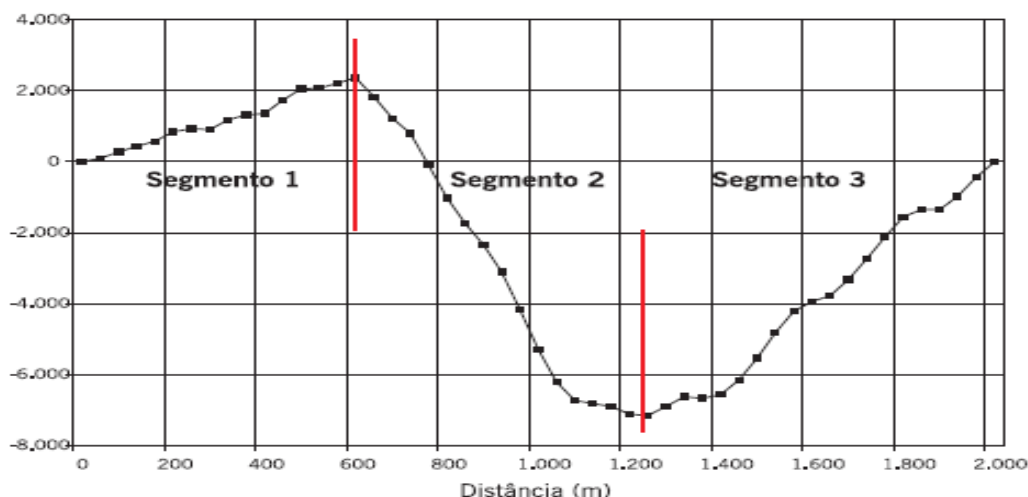


Figura 42. Exemplo da divisão em subsecções homogêneas pelo método das somas acumuladas (Bernucci et al. 2008)

Após a divisão em subsecções é necessário conhecer os valores das deflexões representativas de cada zona delimitada, sendo estas denominadas de deflexões características, as quais definem a bacias de deflexões características. Cada subsecção apresenta propriedades diferentes, sendo por isso necessário eleger os valores característicos com uma determinada probabilidade de ocorrência. Geralmente opta-se por valores iguais ou superiores ao percentil 85% (90%, 95% ou 97.5%) das deflexões, dependendo da fiabilidade pretendida. Para cada zona delimitada determina-se a deflexão característica dos vários sensores, de forma a conhecer os valores das deflexões representativas de cada zona, definindo assim a bacia de deflexões característica da subsecção.

De forma a avaliar o grau de homogeneidade, é sugerido a realização do coeficiente CV, que corresponde à relação entre o desvio padrão e o valor médio da subsecção em estudo.

Tabela 10. Grau de homogeneidade

CV	Homogeneidade
<20%	Boa
20% - 30%	Moderada
30% - 40%	Fraca
CV>40%	Inexistente

Os valores das deflexões são utilizados para a obtenção de características do pavimento, como por exemplo, dos módulos de deformabilidade das várias camadas do pavimento através da retroanálise (Benta et al. 2008).

3.3.2. Método da *Dirección General de Carreteras*

A *Dirección General de Carreteras* utiliza um método praticamente igual ao descrito anteriormente, que tem por base a experiência acumulada no domínio dos pavimentos.

3.3.2.1. Definição das subsecções homogéneas

Para estabelecer as subsecções homogéneas de forma a aplicar uma única solução de reforço estrutural, o método recomenda a representação gráfica das deflexões, sendo que nas abcissas está representada a localização dos pontos de ensaio e nas ordenadas, os valores das deflexões em cada ponto de estudo (Figura 43). Nas ordenadas são estabelecidos intervalos de valores que representam os valores pontuais da deflexão padrão, que consistem nos valores limite admissíveis para a deflexão, dependendo do tipo de tráfego e do tipo de estrutura do pavimento (flexível ou rígida), para a qual se considera esgotamento da estrutura quando ultrapassados.

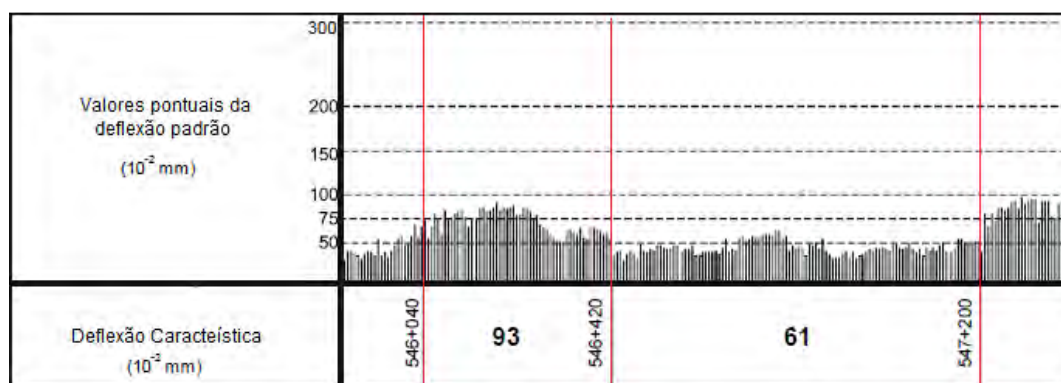


Figura 43. Exemplo de uma representação gráfica das deflexões e divisão em subsecções (Carreteras 2002)

A divisão do gráfico em subsecções é efectuada visualmente, tentando enquadrar as deflexões de estudo nos limites estabelecidos para as deflexões padrão o mais linear possível, de forma a obter subsecções o mais homogéneas possíveis e com extensões superiores a 100 metros. Caso este último ponto não se verifique, a zona em causa terá um tratamento singular, onde poderão ser efectuadas novas medidas de deflexão, sondagens e ensaios complementares de forma a conhecer as razões da discrepância de valores. No entanto, a grande dificuldade deste método é efectuar a divisão em subsecções quando se está perante gráficos com muitas variações. No caso de se possuir pouca experiência este método é bastante complicado, visto que as divisões não se baseiam em dados concretos, como acontece no método da AASHTO, em que tem-se como indicativo a mudança de concavidade do gráfico.

3.3.2.2. Deflexão característica

Após definição das subsecções é necessário determinar a deflexão característica de cada subsecção através das fórmulas:

$$d_k = m + 2s \quad (7)$$

$$m = \sum \frac{di}{n} \quad (8)$$

$$s = \sqrt{\sum \frac{(di - m)^2}{(n-1)}} \quad (9)$$

onde:

d_k - deflexão característica;

m - média aritmética;

s - desvio padrão;

di - a deflexão medida;

n - número de pontos medidos.

O coeficiente 2, da equação (7) corresponde a uma probabilidade de 97.5% da deflexão característica não ser ultrapassada na secção em estudo (o valor 2 é uma aproximação de 1.96 que se obtém de uma distribuição normal). No entanto, alguns projectistas consideram para a deflexão de projecto o percentil 85%, pois o percentil 97.5% coincide, muitas vezes, com o valor máximo da deflexão. O percentil 85% corresponde a uma probabilidade da deflexão ser ultrapassada de 15%, um valor já muito conservativo e referenciado também pelo método da AASHTO (Jacinto et al. 2006).

Os valores equivalentes à curva de Gauss para o percentil 85, 95 e 97,5% correspondem a 1,036; 1,645 e 1,96, respectivamente.

Uma subsecção homogénea, teoricamente, terá um comportamento uniforme, onde as suas deflexões se distribuem aleatoriamente em torno da média (m), seguindo uma distribuição normal com um desvio padrão típico (s) deste tipo de amostras. O método também sugere a verificação da secção quanto a sua homogeneidade através do quociente (s/m): para secções muito uniformes, o coeficiente é inferior a 0,20; para secções uniformes está compreendido entre 0,20 a 0,30; entre

0,30 e 0,40 indicam menor uniformidade, no entanto, aceitável; valores superiores a 0,40 considera-se que a secção não tem um comportamento uniforme, pelo que será necessário tratar os dados de outra forma para que se verifique a condição ou verificar se não se está perante uma zona singular (Carreteras 2002).

O método espanhol propõe que a deflexão característica obtida seja corrigida, de forma a contabilizar o efeito da humidade na fundação e a temperatura, visto que não se tem as condições ideais referidas anteriormente.

3.3.2.3. Correção da humidade da fundação

Sempre que possível, as medidas das deflexões deverão ser efectuadas na época de maior humidade na fundação, que depende do clima da região e do tipo de estrutura do pavimento. Não sendo possível, às deflexões características será aplicado um coeficiente corrector C_h , que depende do tipo de solo presente na fundação, das condições de drenagem deste e do clima verificado aquando da realização do ensaio. Este coeficiente é determinado recorrendo-se à Tabela 11.

Tabela 11. Coeficientes de correção da deflexão devida à humidade do solo de fundação (Carreteras 2002)

Tipo de fundação e drenagem	Coeficiente C_h		
	Período húmido	Período intermédio	Período seco
A1	1,00	1,15	1,30
A2, B1	1,00	1,25	1,45(*)
B2	1,00	1,30(*)	1,60(*)

(*) sendo valores de referência, se não se dispuser de informação.

- A – solos seleccionados e adequados;
- B – solos admissíveis e inadequados;
- 1 – boas condições de drenagem;
- 2 – más condições de drenagem.

Se as medições forem realizadas num mês seguido de dois meses secos, considera-se período seco, caso as medições tenham sido realizadas num mês seguido de um mês seco, considera-se período intermédio, sendo por fim considerado período húmido sempre que as medições se realizem num mês húmido ou seguido de um mês húmido (Carreteras 2002; InIR 2009).

3.3.2.4. Correção da temperatura do pavimento

As deflexões padrão referem-se a temperaturas do pavimento iguais a 20°C, no entanto, na prática este valor raramente se verifica, pelo que é necessário aplicar um coeficiente corrector da temperatura C_t , (Tabela 12) em função da temperatura existente no pavimento no momento de registo das deflexões. Esta temperatura pode ser medida ou estimada por fórmulas previsionais que estão mencionadas neste documento no 3.4.1.

O coeficiente aplica-se dependendo do estado de fissuração do pavimento, visto que para pavimentos muito fissurados, a temperatura terá menos influência do que em pavimentos pouco fissurados, tendo em atenção, também, à espessura das camadas ligadas (misturas betuminosas). No entanto, a norma aconselha a não se efectuarem as medições das deflexões para pavimentos cuja temperatura superficial seja:

- Inferior a 5°C, para prevenir a realização de ensaios em pavimentos gelados;
- Superior a 30°C, em pavimentos com espessura igual ou superiores 10 cm de camadas ligadas;
- Superior a 40°C, em pavimentos com espessura inferior a 10 cm de camadas ligadas.

O cumprimento destes limites torna as medidas de deflexão válidas e aplicáveis no estudo de soluções de reabilitação estrutural (Carreteras 2002).

Tabela 12. Coeficientes de correção da deflexão devida à temperatura do pavimento
(Carreteras 2002)

Pavimentos com superfícies pouco fissuradas e espessuras de MB ≥ 10 cm	Pavimentos com superfícies muito fissuradas	Pavimentos com espessura de MB < 10 cm ou pavimentos totalmente fissurados
$C_t = \frac{200}{3 \cdot t + 140}$	$C_t = \frac{2 \cdot t + 160}{3 \cdot t + 140}$	$C_t = 1$

3.3.2.5. Deflexão de cálculo

A deflexão de cálculo traduz-se pela seguinte equação:

$$d_c = C_h \times C_t \times d_k \quad (10)$$

onde:

d_c - deflexão de cálculo;

C_h - coeficiente de correcção da humidade;

C_t - coeficiente de correcção da temperatura;

d_k - a deflexão característica.

O método espanhol aconselha a utilização dos valores das deflexões que tenham sido obtidos num período recente, inferior a 1 ano, para uso de projectos de reabilitação de pavimentos (Carreteras 2002).

3.4. Definição dos Módulos de Deformabilidade

Os módulos de deformabilidade das diferentes camadas do pavimento são obtidos a partir de um processo denominado análise inversa ou retroanálise. Para isso, recorre-se a um programa de cálculo automático, sendo geralmente utilizado o ELSYM5.

O processo baseia-se na introdução das características mecânicas e geométricas como os módulos de deformabilidade, coeficiente de Poisson e espessuras. Sendo os módulos de deformabilidade das várias camadas arbitrados ou estimados, os coeficientes de Poisson correspondentes a cada material e as espessuras obtidas na prospecção mecânica introduzidos na janela do programa, além da posição dos sensores e a força de pico aplicada durante o ensaio.

O cálculo é iterativo e visa obter a bacia de deflexão resultante da aplicação da carga de pico, aplicada pelo deflectómetro de impacto, para determinadas características mecânicas e geométricas, sendo os módulos de deformabilidade arbitrados. A bacia de deflexões resultante é comparada com a bacia de deflexões representativa da subsecção, obtida por um dos métodos atrás referidos (método da AASHTO ou da *Dirección General de Carreteras*). Este processo desenvolve-se por tentativas, aumentando ou diminuindo os módulos de deformabilidade dos materiais até que o erro entre as deflexões medidas e as deflexões calculadas seja mínimo, geralmente inferior a 20 micrómetros (μm), na maioria dos pontos de ensaio (Figura 44). Esta condição pode-se não verificar no máximo em 2 pontos, segundo a boa prática, obtendo-se assim os módulos de deformabilidade representativos do estado estrutural do pavimento (Picado-Santos et al. 2006b).

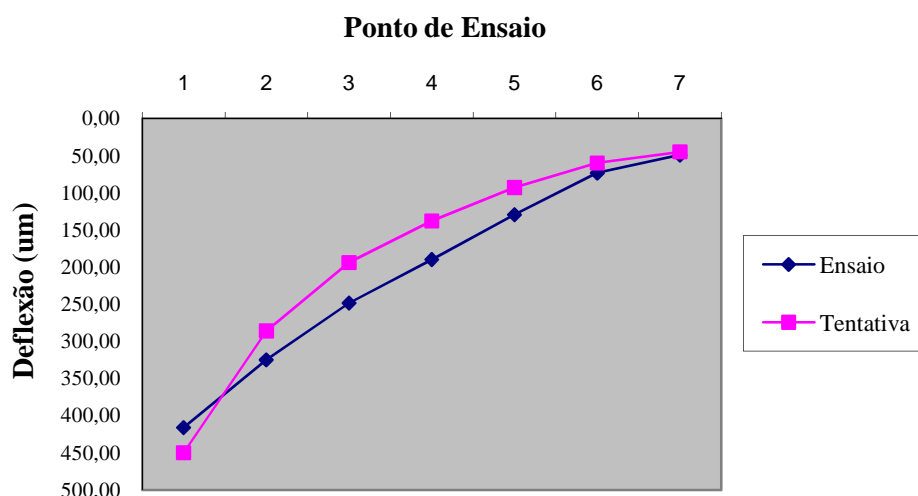


Figura 44. Exemplo do ajuste das deflexões de cálculo (rosa) às deflexões medidas (azul)

O processo de retroanálise apresenta algumas limitações nomeadamente ao nível de experiência do utilizador. Para várias combinações de módulos é possível obter-se a mesma resposta em termos de deflexões, não sendo por isso uma solução única, não correspondendo muita das vezes ao modelo do pavimento realista. Outra limitação prende-se com o programa utilizado, já que este desenvolve-se admitindo pavimentos isentos de fissuração.

Em grande parte dos processos de retroanálise, nomeadamente para reabilitação, o pressuposto não é verificado, admitindo-se muitas das vezes que as misturas betuminosas fissuradas apresentam comportamento normal deste tipo de misturas, quando na realidade apresentam um comportamento semelhante a uma camada granular (Fontul 2004).

3.4.1. Correção dos Módulos de Deformabilidade

Os módulos de deformabilidade determinados pelo processo de retroanálise não correspondem aos módulos de deformabilidade apresentados em projecto, devido sobretudo ao efeito da temperatura. Isto apenas verifica-se quando as deflexões, usadas na retroanálise, não estão normalizadas para o efeito da temperatura.

A temperatura de projecto, geralmente, é superior à temperatura a que se efectuem os ensaios de carga, sendo por isso necessário corrigir os módulos de deformabilidade principalmente das misturas betuminosas, já que o efeito da temperatura nos materiais não ligados é irrelevante.

Aquando da realização dos ensaios de carga, a temperatura das misturas betuminosas não se encontra à temperatura de projecto adoptada no seu dimensionamento, pelo que é necessário recorrer a metodologias que permitam estimar os módulos de deformabilidade para a temperatura de projecto, com base nos módulos obtidos a partir dos ensaios de carga.

Existem várias fórmulas para se proceder à correcção dos módulos de deformabilidade das misturas betuminosas. A fórmula desenvolvida pelo LNEC estabelece uma correcção entre a razão do módulo de deformabilidade a uma determinada temperatura e o módulo de deformabilidade à temperatura de referência de 20°C, sendo a expressão a seguinte:

$$\frac{E_T}{E_{20^\circ C}} = -0,0282 \cdot T + 1,5562 \quad (11)$$

onde:

E_T – módulo de deformabilidade à temperatura T ;

$E_{20^\circ C}$ – módulo de deformabilidade à temperatura de referência de 20°C;

T – temperatura de ensaio.

Com a correcção do módulo de deformabilidade, obtido à temperatura T de ensaio, pretende-se determinar o módulo de deformabilidade para a temperatura das misturas betuminosas considerada em projecto (LNEC 2005).

Outra fórmula que permite corrigir o efeito da temperatura nos módulos de deformabilidade estimados com base nos ensaios de carga, é o apresentado por Antunes (1993), segundo a expressão (Antunes 1993):

$$E_T = (1,635 - 0,0317 \cdot T) \cdot E_{20^\circ C} \quad (12)$$

sendo que as variáveis têm o mesmo significado que no caso da expressão (11).

A fórmula mais divulgada é a referida por Peattie & Ullidtz, segundo a seguinte expressão:

$$\frac{E_T}{E_{15^\circ C}} = 1 - 1,384 \cdot \log_{10}\left(\frac{T}{15}\right) \quad (13)$$

sendo que as variáveis têm o mesmo significado que no caso da expressão (11), variando apenas o $E_{15^\circ C}$, que refere-se ao módulo de deformabilidade para uma temperatura de referência de 15°C.

Para ser possível esta correcção é necessário dispor da temperatura de ensaio, isto é, da temperatura em profundidade, visto dar a melhor informação sobre as condições de temperatura nas camadas betuminosas. Para isso, durante o ensaio são registadas as temperaturas do ar, da superfície e do respectivo gradiente em profundidade, quando possível.

Antunes (1993) propõe a determinação da temperatura equivalente/ensaio com base no gradiente de temperaturas em profundidade. A temperatura equivalente da camada betuminosa é obtida a partir do quociente entre a área definida pelo gráfico de variação da temperatura com a profundidade, com altura da camada (Antunes 1993).

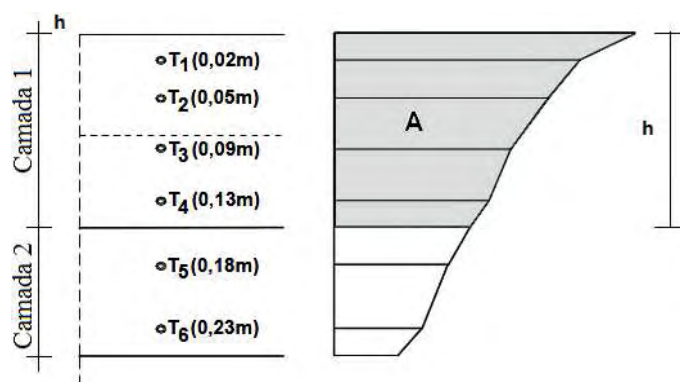


Figura 45. Cálculo da temperatura equivalente das camadas betuminosas (Fontul 2004)

No entanto, este método não é o dos mais usados para estimar a temperatura. Existem duas abordagens (medida e estimada) correntemente usadas que permitem estimar a temperatura usando o gradiente de temperatura ou até na ausência deste.

Na abordagem “medida” são executados pequenos furos no pavimento de diâmetro reduzido (5mm) a diferentes profundidades, geralmente 3. Estes distribuem-se em profundidade segundo a seguinte ordem, da superfície para o interior: 25mm abaixo da superfície, a metade da espessura da camada betuminosa e a 25 mm acima da base da mistura, sendo que a profundidades superiores a 250mm a temperatura mantêm-se praticamente constante. De forma a garantir-se um bom contacto térmico entre o termómetro e o material, geralmente é utilizado glicerol. A temperatura de ensaio é obtida a partir da média aritmética das temperaturas registadas nos 3 pontos.

A abordagem “estimada” surge devido à dificuldade inerente à medição das temperaturas em profundidade e à sua duração. Vários autores desenvolveram expressões que permitem estimar a temperatura das camadas betuminosas em profundidade recorrendo apenas à temperatura do ar e da superfície do pavimento.

A temperatura da superfície é obtida por termómetros em contacto com o pavimento, sendo que grande parte dos FWD mais recentes possuem sensores de infravermelhos montados no reboque que registam a temperatura superficial de forma automatizada (Fontul 2004).

Um dos métodos disponíveis para estimar a temperatura dos pavimentos é o método de BELLS (Baltzer, Ertman-Larsen, Lukanen and Stubstad), que se revela bastante útil quando não existem medições da temperatura em profundidade, sendo traduzido pela seguinte expressão:

$$T_d = 0,95 + 0,892 \cdot IR + [\log(d) - 1,25] \times [-0,448 \cdot IR + 0,621 \cdot (1 - day)] \\ + 1,83 \cdot \sin\left((hr_{18} - 15,5) \cdot \left(\frac{2\pi}{18}\right)\right) + 0,042 \cdot IR \cdot \sin\left((hr_{18} - 13,5) \cdot \left(\frac{2\pi}{18}\right)\right) \quad (14)$$

onde:

T_d – temperatura à profundidade d (°C);

IR – temperatura medida à superfície (°C);

d – profundidade à qual a temperatura é prevista (mm);

1-day – média da temperatura do ar regista no dia anterior;

\sin – função seno para um período de 18 horas, em que um ciclo de 18 horas corresponde a 2π radianos;

hr_{18} – hora decimal correspondente a hora de execução do ensaio, para um ciclo de 18h.

Dependendo da altura do dia em que foram efectuados os ensaios e medidas as temperaturas, a expressão $(hr_{18}-15,5)$ apenas é válida se o ensaio foi realizado entre as 11 e as 24 horas, caso o ensaio seja realizado entre as 0 e as 5 horas, a expressão anterior é substituída pela equação $(hr_{18}+9,5)$, entre o intervalo 5 e 11 horas apenas toma-se o valor -4,5.

Para a outra expressão $(hr_{18}-13,5)$, apenas é válida no intervalo entre as 9 e as 24 horas, no intervalo das 0 as 3 toma-se por $(hr_{18}+9,5)$, enquanto no intervalo das 3 às 9 horas corresponde a -4,5.

Park (2001), (citado em (Fontul 2004)) também apresenta uma fórmula que permite estimar a temperatura das camadas betuminosas. A expressão é traduzida por:

$$T_d = T_{sup} + (-0,3451 \cdot d - 0,0432 \cdot d^2 + 0,00196 \cdot d^3) \cdot \sin(-6,3252 \cdot t_d + 5,0967) \quad (15)$$

onde:

T_d – temperatura à profundidade d (°C);

T_{sup} – temperatura da superfície do pavimento (°C);

d – profundidade à qual se pretende determinar a temperatura (cm);

sen – função seno (rad);

t_d – horário em que a temperatura da superfície do pavimento foi medida (dias), que corresponde a conversão da hora decimal para dias, sendo um dia (24 horas) corresponde a 1.

Após correcção dos módulos de deformabilidade para a temperatura de projecto verifica-se, geralmente, uma diminuição dos valores dos módulos de deformabilidade.

3.5. Factores de Dimensionamento de Pavimentos

O dimensionamento de pavimentos rodoviários, como qualquer outra estrutura de Engenharia Civil, consiste inicialmente na quantificação das acções actantes e na idealização da estrutura constituída por materiais com determinadas propriedades mecânicas. Para tal, é necessário dispor de dados relativos ao tráfego, condições climáticas e geotécnicas. Com base nestas informações torna-se possível definir o tipo de pavimento e os materiais a utilizar em cada camada.

O dimensionamento de pavimentos desenrola-se nas seguintes etapas:

- Definição das acções actantes;
- Idealização de uma estrutura inicial constituída por materiais com determinadas propriedades mecânicas;
- Análise do comportamento da estrutura, utilizando métodos de cálculo e modelos de comportamento, geralmente recorrendo-se a programas de cálculo automático;
- Comparação do estado de tensão/deformação, resultante da análise estrutural, com o estado limite ou crítico dos materiais, sem que se verifique rotura total ou parcial.

Nos materiais usados na construção de pavimentos, desde os materiais granulares até aos materiais betuminosos, á dois parâmetros das propriedades mecânicas (módulo de deformabilidade (E) e coeficiente de Poisson (ν)) que têm um importância elevada no dimensionamento de pavimentos, principalmente nos métodos empírico-mecanicistas. Os módulos de deformabilidade podem ser

obtidos recorrendo a processos de retroanálise ou estimados com base em fórmulas específicas previsionais, que dependem de outras características dos materiais. O coeficiente de Poisson, na maioria dos casos, trata-se de um valor já definido para cada tipo de material. Na Tabela 13 estão representados os valores simbólicos dos módulos de deformabilidade e dos coeficientes de Poisson dos vários materiais usados nos pavimentos rodoviários.

Tabela 13. Valores simbólicos dos módulos de deformabilidade e dos coeficientes de Poisson dos vários materiais usados nos pavimentos rodoviários (Domingos 2007; EP-JAE 1995)

Material	Módulos de deformabilidade típicos (E) (MPa)	Coeficiente de Poisson (ν)	
		Típicos	Adoptados pelo MACOPAV
Misturas betuminosas	1500 a 10000	0,35 a 0,40	0,35
Materiais granulares	50 a 1500	0,30 a 0,40	0,35
Solos	5 a 300	0,35 a 0,45	0,40
Materiais tratados com cimento	1000 a 40000	0,25	0,25

3.5.1. Tráfego

O tráfego solicitante é a acção mais complicada de quantificar, visto ser variável e difícil de caracterizar. No entanto, no dimensionamento de pavimentos o tráfego condicionante é o pesado. Para se considerar pesado, o veículo tem de deter um peso bruto igual ou superior a 3 toneladas, que inclui uma vasta gama de veículos, desde autocarros a camiões com ou sem reboque ou semi-reboque.

No dimensionamento considera-se o tráfego médio diário anual de veículos pesados ($(TMDA)_p$) no ano de abertura (em cada sentido e na via mais solicitada).

O pavimento deve assegurar a circulação do tráfego durante um certo número de anos, isto é, no período de dimensionamento, que no caso de reforços geralmente compreende 10 anos, sendo no dimensionamento de pavimentos rodoviários flexíveis novos adoptado 20 anos.

A verificação da capacidade de carga dos pavimentos é realizada com base no número acumulado de veículos pesados que se prevê ao fim do período de dimensionamento, na qual se expressa pela seguinte expressão:

$$N_{pes}^{10} = (TMDA)_p \times \frac{(1+t)^n - 1}{t} \times 365 \quad (16)$$

onde:

N_{pes}^{10} - número acumulado de pesados no ano 10;

t – taxa de crescimento anual do tráfego pesado;

n – período de dimensionamento, geralmente 10 anos para reforço.

De modo a homogeneizar o efeito das passagens de veículos pesados de diversas características, faz-se a conversão em passagens equivalentes de um eixo-padrão. O eixo-padrão consiste num eixo simples, contendo em cada extremo um rodado, com duas rodas gémeas, afastadas uma da outra a uma certa distância, que induzem um carregamento sobre o pavimento de forma circular.

Em Portugal é prática considerar-se o eixo-padrão de 80kN para dimensionamento dos pavimentos flexíveis. No entanto, em alguns países como a Espanha e França utilizam o eixo-padrão de 130kN, aproximando-se das cargas máximas legais dos eixos simples.

Devido à dificuldade em classificar os veículos por tipo de eixo e respectiva carga por eixo, define-se os veículos pesados pelos seus factores de agressividade, isto é, pelo número de eixos-padrão que representa cada veículo pesado. Os factores de agressividade dependem do tráfego médio diário anual de veículos pesados no ano de abertura, associado a uma taxa de crescimento anual, estando representados na Tabela 14.

Tabela 14. Factores de agressividade do tráfego (EP-JAE 1995)

Classe de tráfego	TM _{DAp}	Taxa de crescimento anual (t)	Factor de agressividade	
			Eixo-padrão de 80kN	Eixo-padrão de 130kN
T ₆	50 - 150	3	2,0	0,5
T ₅	150 - 300		3,0	0,6
T ₄	300 - 500	4	4,0	0,7
T ₃	500 - 800		4,5	0,8
T ₂	800 - 1200	5	5,0	0,9
T ₁	1200 - 2000		5,5	1,0

Para determinar a classe de tráfego encontra-se na Tabela 15 as classes definidas pelo número de pesados acumulados num período de dimensionamento de 20 anos.

Tabela 15. Classes de tráfego definidas pelo número de pesados acumulados em 20 anos (Picado-Santos et al. 2006b)

Classe de tráfego	N.º de pesados em 20 anos na via de projecto
T ₆	0,5x10 ⁶ – 1,5x10 ⁶
T ₅	1,5x10 ⁶ – 2,9x10 ⁶
T ₄	3,3x10 ⁶ – 5,4x10 ⁶
T ₃	5,4x10 ⁶ – 8,7x10 ⁶
T ₂	9,7x10 ⁶ – 14,5x10 ⁶
T ₁	14,5x10 ⁶ – 24,1x10 ⁶

Se a taxa de crescimento anual adoptada na equação (16) for diferente à indicada na Tabela 14, é necessário estimar o factor de agressividade a partir de outra metodologia. Este método consiste no cálculo do número acumulado de eixos pesados ao fim de 20 anos, correspondendo ao período de dimensionamento dos pavimentos rodoviários flexíveis. Com base nesse resultado, verifica-se em que valor se enquadra o tráfego obtido nas classes de tráfego identificadas na Tabela 15, que se baseia no número acumulado de pesados ao fim de 20 anos. Assim com a nova classe de tráfego definida, recorre-se à Tabela 14 e retira-se o factor de agressividade para a nova classe de tráfego (EP-JAE 1995; Picado-Santos et al. 2006b).

Assim, o número de eixos padrão a utilizar no dimensionamento do pavimento obtém-se pela seguinte expressão:

$$N_{80} = N_{pes}^{10} \times \alpha \quad (17)$$

onde:

N_{80} – número de eixos-padrão de 80kN de dimensionamento;

α -factor de agressividade.

3.5.1.1. Definição da Geometria das Cargas

Os eixos dos veículos pesados, em termos de dimensionamento, o eixo-padrão, induzem no pavimento certos esforços, com uma determinada geometria. Os esforços induzidos correspondem a acções verticais, associadas sobretudo ao peso, sobre a forma de pressão exercida na superfície de contacto. Também se manifestam esforços tangenciais, no entanto não são determinantes para o funcionamento estrutural do pavimento, estando associados sobretudo ao rolamento do veículo e à ocorrência de travagem e derrapagem.

O eixo-padrão, como foi dito anteriormente, corresponde a um eixo simples que possui em cada extremo um rodado, munido de duas rodas gêmeas, distanciadas “L” (Figura 46). A área “A” de contacto de cada roda com o pavimento é aproximadamente elíptica, no entanto por simplicidade considera-se como circular de raio “r”. A pressão “p” de contacto considera-se igual à pressão de enchimento dos pneus. Assim, conhecida a carga “P” do eixo-padrão, cada roda induz uma carga correspondente a $P/4$ distribuída por uma área dada por $P/4p$.

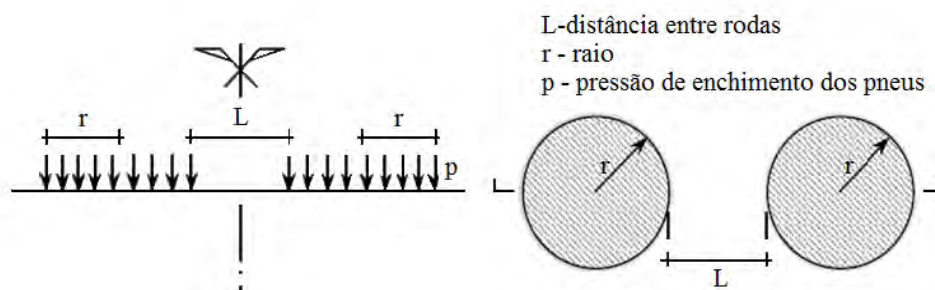


Figura 46. Esquema adoptado para a acção de um eixo-padrão sobre um pavimento (Picado-Santos et al. 2006b)

A geometria do carregamento é um parâmetro importante para o cálculo dos módulos de deformabilidade das camadas através da retroanálise, podendo ser quantificada recorrendo a duas metodologias, no caso de eixos-padrão de 80kN.

As metodologias são as seguintes:

Método da Shell:

$L = 105\text{mm}$ $p = 0,6 \text{ MPa}$ $r \approx 105\text{mm}$

Método de Nottingham:

$L = 150\text{mm}$ $p = 0,5 \text{ MPa}$ $r = 113\text{mm}$

No caso de eixos-padrão de 130kN é frequente adoptar-se:

$L = 125\text{mm}$ $p = 0,66 \text{ MPa}$ $r = 125\text{mm}$

Em Portugal é comum a adopção do Método da Shell porque este método adapta-se melhor a temperaturas elevadas, como é o que se verifica em Portugal (Benta 2008; Picado-Santos et al. 2006b).

3.5.2. Temperatura de Serviço

A par do tráfego, a temperatura é essencial no dimensionamento de pavimentos, sendo que a combinação das duas acções traduzem na perda de características essenciais no desempenho das misturas. O módulo de deformabilidade de uma mistura betuminosa é muito dependente da temperatura a que se encontra em serviço, designada por “temperatura de serviço”.

Um dos métodos mais usuais para ter em conta o efeito da temperatura, e portanto a temperatura de serviço, é o método da Shell, que define a temperatura de serviço equivalente anual. Este método considera a temperatura de serviço dependente da espessura das camadas betuminosas e da “temperatura do ar equivalente anual”, que não é mais do que a temperatura média mensal do ar no mês mais representativo do ano (Picado-Santos et al. 2006b).

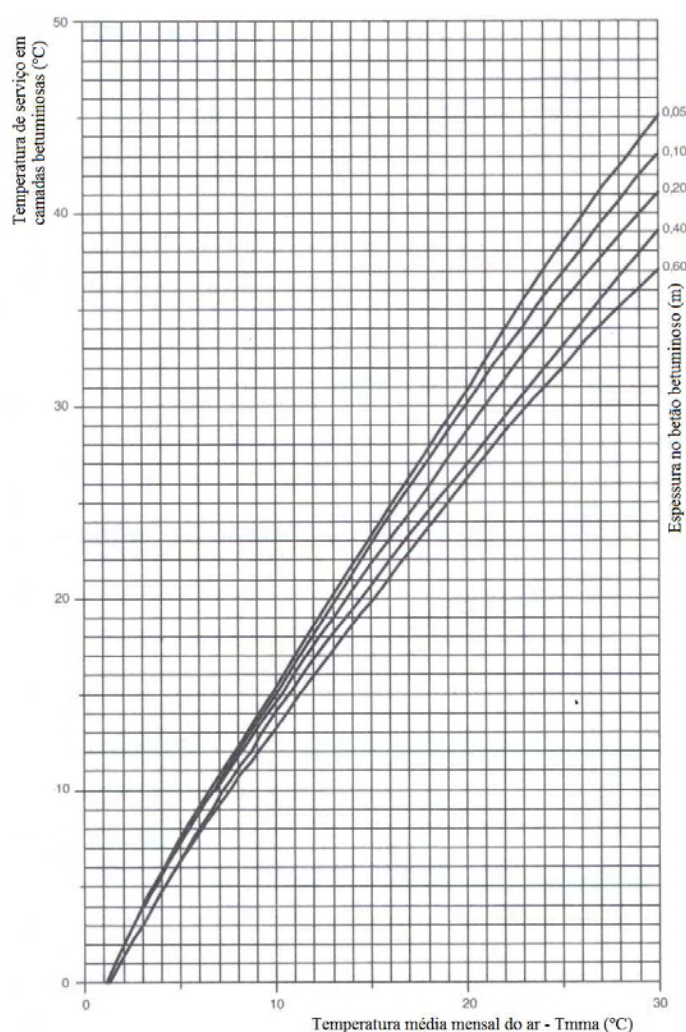


Figura 47. Temperatura de serviço de camadas betuminosas com base no ábaco da Shell (Picado-Santos et al. 2006b)

A partir do ábaco da Shell (Figura 47) obtém-se a temperatura de serviço equivalente anual para um determinado pavimento considerando nas abcissas a temperatura média mensal do ar e nas ordenadas a espessura das camadas betuminosas.

A fórmula originalmente desenvolvida por Witczak (1972) (citado em (Picado-Santos et al. 2006b)) permite determinar a temperatura de serviço equivalente mensal. A temperatura de serviço é obtida em função da temperatura média mensal do ar e da profundidade da mistura betuminosa.

O método exprime-se pela seguinte expressão:

$$T_{mb} = (T_{mma} + 17,778) \cdot \left(1 + \frac{1}{39,37 \cdot z + 4} \right) - \frac{18,889}{39,37 \cdot z + 4} - 14,444 \quad (18)$$

onde:

T_{mb} – temperatura média mensal (°C), para cada um dos meses do ano, no betão betuminoso, à profundidade z ;

z – profundidade (m) medida a partir da superfície do pavimento;

T_{mma} – temperatura média mensal do ar (°C).

A utilização da temperatura de serviço equivalente anual ou do conjunto de temperaturas de serviço equivalentes mensais, que traduzem num resultado idêntico, tem como objectivo que a modelação do comportamento das misturas betuminosas no dimensionamento de um pavimento possa ser equivalente à grande variedade de comportamentos que se pode verificar no ciclo anual de vida desse pavimento, sendo que este ciclo anual deve representar bem os ciclos anuais a que estará exposto durante o seu período de serviço. A temperatura de serviço equivalente anual pretende ainda, por ser uma temperatura única das camadas betuminosas, representar a influência que esta tem no comportamento global de um pavimento a diferentes temperaturas que ocorrem, na realidade, a diferentes profundidades nessas camadas.

Existem, no entanto, métodos mais directos que permitem determinar a temperatura de serviço, adoptando-se apenas uma temperatura de serviço para a localidade pretendida, ou próxima da pretendida.

Um desses métodos foi desenvolvido por Baptista (1999) (citado (Picado-Santos et al. 2006b)), sendo baseado nas classes de fundação e de tráfego preconizadas pelo MACOPAV. Este método contempla duas tabelas, onde é possível obter-se, de forma rápida, a temperatura de serviço. Os valores que foram estabelecidos para a temperatura de serviço foram obtidos pelo empírico-

mecanicista de Shell, considerando secções de pavimento flexível com sub-base granular, em material de granulometria extensa com espessura de 20cm, sendo as restantes camadas constituídas por misturas betuminosas. Estes valores foram calculados para as diferentes classes de tráfego e para as classes de fundação “F2” e “F3” com módulos de deformabilidade de cálculo de 60MPa e 100MPa, respectivamente. As tabelas correspondentes encontram-se em anexo (Anexo I)

Com estes valores, por interpolação ou extrapolação directa, é possível determinar os valores da temperatura de serviço para diversas espessuras de materiais betuminosos.

Além deste método, também é possível recorrer a uma expressão que permite determinar a temperatura de serviço das camadas betuminosas de forma simples. A expressão é dada por:

$$T_{mb(a)} = 6,846 \cdot z^{0,111} \cdot T_{mma(a)}^{0,297} \quad (19)$$

onde:

$T_{mb(a)}$ – temperatura de serviço (°C), no betão betuminoso, à profundidade z ;

z – profundidade (mm) medida a partir da superfície do pavimento;

$T_{mma(a)}$ – temperatura média mensal do ar em Agosto (°C).

A temperatura média do ar no mês de Agosto é dada por:

$$T_{mma(a)} = 0,1835 \cdot T_{mmáx} + 0,8165 \cdot T_{m\min} \quad (20)$$

onde:

$T_{mmáx}$ – média das temperaturas máximas para o mês de Agosto com pelo menos 20 anos de tempo de recorrência (°C);

$T_{m\min}$ – média das temperaturas mínimas para o mês de Agosto com pelos menos 20 anos de tempo de recorrência (°C).

As temperaturas ($T_{mmáx}$ e $T_{m\min}$) estão definidas para quarenta localizações do país com um tempo de recorrência de 20 anos (Picado-Santos et al. 2006b), sendo expostas na Tabela 16.

Tabela 16. Temperatura $T_{m\acute{a}x}$ e $T_{m\acute{m}i{n}}$ de quarenta localizações (Picado-Santos et al. 2006b)

Local	Alcobaça	Beja	Bigorne	Braga	Bragança	Cabo Carvoeiro	Cabo da Roca	Caramulo
$T_{m\acute{a}x}$	26,1	32,2	24,0	27,1	27,9	20,8	20,7	24,4
$T_{m\acute{m}i{n}}$	13,9	15,3	11,4	12,8	13,2	16,1	15,4	14,0

Local	Castelo Branco	Chaves	Coimbra	Elvas	Évora	F.C Rodrigo	Faro	Fundão
$T_{m\acute{a}x}$	24,4	28,5	28,3	32,5	30,0	29,0	28,8	30,1
$T_{m\acute{m}i{n}}$	14,0	11,4	14,9	15,6	16,0	12,1	17,8	14,7

Local	Guarda	Lisboa	M. do Douro	Mira	Mirandela	Mont-o-Velho	Mora	Ota
$T_{m\acute{a}x}$	23,7	27,7	28,2	24,5	31,1	25,7	30,9	28,4
$T_{m\acute{m}i{n}}$	13,1	17,6	13,1	12,7	14,4	14,3	15,2	16,4

Local	Portalegre	Porto - P. Rubras	Porto - S. Pilar	Praia Rocha	S. Bárbara	S. Jacinto	Santarém	Sesimbra
$T_{m\acute{a}x}$	29,4	23,9	24,7	28,0	31,9	21,9	30,0	27,4
$T_{m\acute{m}i{n}}$	16,9	13,6	14,6	17,9	15,7	14,9	14,8	12,6

Local	Setúbal	Sines	Tancos	V. do Castelo	V.R.S. António	Vila Real	Viseu	Zambujeira
$T_{m\acute{a}x}$	29,2	21,6	30,2	25,5	30,2	28,3	28,7	25,6
$T_{m\acute{m}i{n}}$	15,6	16,2	15,2	13,9	17,7	13,5	12,3	13,8

3.5.3. Fundação dos Pavimentos

A fundação integra além do leito do pavimento todo o terreno subjacente que condicione o seu comportamento. Os módulos de deformabilidade do solo e dos materiais granulares dependem de vários factores e o recurso a ensaios “in-situ” ou laboratoriais, nem sempre possíveis. Em prática recorre-se a fórmulas expeditas que permitem estimar os módulos de deformabilidade a partir de propriedades relativamente fáceis de determinar, nomeadamente o CBR.

Os módulos de deformabilidade podem-se estimar recorrendo a uma das seguintes expressões:

$$E_{sf} = 10 \cdot CBR \quad (21)$$

$$E_{sf} = 17,6 \cdot CBR^{0,64} \quad (22)$$

onde:

E_{sf} – módulo de deformabilidade do solo de fundação (MPa);

CBR – *California Bearing Ratio* (índice californiano de capacidade de carga do solo (%)).

A expressão (22) é um pouco mais conservadora do que a expressão (21), no entanto deve apenas utilizar-se quando se tem um CBR compreendido entre 2 a 12% (Benta 2008; Picado-Santos et al. 2006b).

3.5.3.1. Classes de Fundação

Com base nos módulos de deformabilidade do solo de fundação o MACOPAV (EP-JAE 1995) estabelece 4 classes de fundação, que dependem do módulo de deformabilidade do solo de fundação, que se encontram definidas na Tabela 17.

Tabela 17. Classes de fundação (EP-JAE 1995)

Classe de fundação	Módulo de deformabilidade (MPa)	
	Intervalo	Valor de cálculo
F1	>30 a ≤ 50	30
F2	>50 a ≤ 80	60
F3	>80 a ≤ 150	100
F4	>150	150

O MACOPAV recomenda o uso dos valores de cálculo no dimensionamento de pavimentos, no entanto, é admissível a utilização de outro valor, desde que este esteja compreendido no intervalo correspondente à classe de fundação (Picado-Santos et al. 2006b).

3.5.4. Materiais Granulares

Os módulos de deformabilidade destes materiais podem ser obtidos, tal como no solo de fundação, por ensaios “in-situ” ou laboratoriais. No entanto, existem relações empíricas que facilitam o cálculo destas propriedades, com base nos módulos de deformabilidade das camadas subjacentes.

A expressão que permite estimar os módulos de deformabilidade das camadas granulares dos pavimentos (sub-base ou base, ou ambas) em função do módulo de deformabilidade do solo de fundação é exposta pela seguinte expressão:

$$E_g = k \cdot E_{sf} \quad (23)$$

$$k = 0,2 \cdot h_g^{0,45} \quad (24)$$

onde:

E_g – módulo de deformabilidade da camada granular;

E_{sf} – módulo de deformabilidade do solo de fundação;

h_g – espessura da camada granular sobre o solo de fundação (mm).

Quando o pavimento é constituído por duas camadas granulares, sub-base e granular, no caso da primeira determina-se pela expressão apresentada em função do módulo de deformabilidade do solo de fundação, enquanto a camada granular de base, determina-se em função da camada subjacente, neste caso a camada granular de sub-base.

Os valores de k devem estar compreendidos entre 1,5 e 4, visto que valores inferiores a 1,5 traduzem em camadas com resistência inferior à subjacente, e superiores a 4 traduzem em camadas com elevada resistência que só são obtidas em condições perfeitas (Picado-Santos et al. 2006b).

3.5.5. Materiais Betuminosos

As características mecânicas das misturas betuminosas dependem de vários factores, dos quais realçam-se os seguintes:

- Composição volumétrica;
- Tipo de betume;
- Condições de temperatura;
- Velocidade de aplicação das cargas (circulação)

O módulo de deformabilidade das misturas betuminosas a utilizar em novas camadas ou então para estimar para uso na retroanálise, podem ser obtidos recorrendo ao método da Shell ou de Nottingham. Para isso, inicialmente é necessário determinar as características do betume e as características volumétricas das misturas betuminosas.

3.5.5.1. Características do Betume

Os módulos de deformabilidade das misturas betuminosas dependem muito do conceito rigidez do betume (S_b), que define a sua relação entre tensão e a extensão, sob determinadas condições de temperatura e de tempo de carregamento.

A rigidez do betume pode ser obtida recorrendo à expressão:

$$S_b = 1,157 \cdot 10^{-7} \cdot t_c^{-0,368} \cdot 2,718^{-IPen} \cdot (Tab - T)^5 \quad (25)$$

onde:

S_b - rigidez do betume (MPa);

t_c – tempo de carregamento (s);

$IPen$ – índice de penetração do betume;

Tab – temperatura de amolecimento (°C) pelo método de anel e bola, que é uma medida empírica, indirecta, da viscosidade do betume;

T – temperatura de serviço a que se encontra o material.

A variável $IPen$, correspondente ao índice de penetração do betume, calcula-se recorrendo à seguinte expressão:

$$IPen = \frac{20 \cdot Tab + 500 \cdot \log(pen25) - 1955,55}{Tab - 50 \cdot \log(pen25) + 120,15} \quad (26)$$

onde:

$pen25$ – penetração (10⁻¹mm) do betume a 25°C, que é uma medida empírica da viscosidade do betume;

sendo que as restantes variáveis têm o mesmo significado que na expressão (25).

No dimensionamento empírico-mecanicista de pavimentos rodoviários flexíveis, deve-se ter em atenção à caracterização do betume, visto que deve corresponder à situação de serviço, isto é, depois de ter ocorrido um certo endurecimento associado ao fabrico e colocação em obra das misturas. De forma a considerar este fenómeno, existem relações que permitem estimar as características do betume “em serviço”, baseadas nas características iniciais deste, recorrendo-se as seguintes expressões:

$$pen\ 25_r = 0,65 \cdot pen\ 25 \quad (27)$$

$$Tab_r = 99,13 - 26,35 \cdot \log(pen25_r) \quad (28)$$

sendo que as variáveis têm o mesmo significado que o apresentado na expressão (25) e (26), em que o índice “r” significa que a variável se refere a betume recuperado que já sofreu envelhecimento correspondente ao fabrico e colocação em obra.

A expressão (26) só é válida se verificar as seguintes condições:

- $20^{\circ}\text{C} \leq (Tab-T) \leq 60^{\circ}\text{C}$;
- $0,01\text{ s} \leq tc \leq 0,1\text{ s}$;
- $-1 \leq IPen \leq 1$.

O tempo de carregamento depende apenas da velocidade média da corrente do tráfego pesado, sendo geralmente utilizada uma velocidade de 50km/h. O tempo de carregamento resulta da seguinte expressão:

$$tc = \frac{1}{vt} \quad (29)$$

onde:

tc – tempo de carregamento (s);

vt – velocidade média do tráfego pesado (km/h).

Para cálculo da rigidez do betume, é necessário conhecer qual o tipo de betume a usar, visto que o parâmetro de penetração do betume (pen25) e a temperatura de amolecimento pelo método anel e bola (Tab), variam consoante o tipo de betume utilizado.

3.5.5.2. Características Volumétricas das Misturas Betuminosas

As misturas betuminosas são constituídas por 3 componentes: ar, betume e agregados. Cada componente é doseado dependendo do tipo de mistura que se pretende, sendo que para definir as características volumétricas apenas se recorre a 3 parâmetros: o volume de betume (V_b), o volume de agregados (V_a) e o volume de vazios (V_v).

A partir destes 3 parâmetros é possível determinar outras características volumétricas recorrendo a várias fórmulas. No entanto, apenas se vão referir aquelas que são determinantes para o cálculo dos módulos de deformabilidade das misturas betuminosas, as quais correspondem à percentagem volumétrica de betume (V_b), à percentagem volumétrica de agregados (V_a) e ao volume de vazios do esqueleto da mistura (VMA). Estas características determinam-se recorrendo às seguintes expressões:

$$V_b = \frac{\left(1 - \frac{n}{100}\right) \cdot \left(\gamma_a \cdot \frac{t_b}{100}\right)}{\left(\gamma_a \cdot \frac{t_b}{100} + \gamma_b\right)} \quad (30)$$

$$V_a = \left(1 - \frac{n}{100} - V_b\right) \quad (31)$$

$$VMA = V_b + \frac{n}{100} \quad (32)$$

onde:

V_b – percentagem volumétrica de betume;

t_b – percentagem de betume;

γ_b – peso específico do betume;

γ_a – peso específico do agregado;

n – porosidade;

V_a – percentagem volumétrica de agregados;

VMA – volume de vazios no esqueleto da mistura.

Existem muitas mais relações que pode ser consultadas na bibliografia indicada.

3.5.5.3. Cálculo dos Módulos de Deformabilidade das Misturas Betuminosas

Com as diferentes características dos materiais que constituem as misturas betuminosas é possível estimar os módulos de deformabilidade das mesmas recorrendo a duas metodologias, o método da Shell e o método de Nottingham.

Método da Shell:

No método da Shell a previsão do módulo de deformabilidade depende da rigidez do betume. Para o cálculo do módulo recorre-se à seguinte expressão:

$$E_m = 10^A \quad (33)$$

Para uma rigidez do betume (S_b), a variar entre 5MPa e 1000MPa, o expoente a utilizar na expressão (33) corresponde a A. Caso verifique-se uma variação entre 1000MPa e 3000Mpa, utiliza-se um expoente B em substituição do A, na expressão (33).

Os expoentes a utilizar na expressão (33) são traduzidos pelas seguintes expressões:

$$A = \frac{S_{89} + S_{68}}{2} \cdot (\log S_b - 8) + \frac{S_{89} - S_{68}}{2} \cdot |\log S_b - 8| + S_{m108} \quad (34)$$

$$B = (S_{m3109} - S_{m108} - S_{89}) \cdot \frac{\log S_b - 9}{\log 3} + S_{m108} + S_{89} \quad (35)$$

As várias variáveis apresentadas nas expressões (34) e (35) são definidas por:

$$S_{89} = 1,12 \cdot \frac{(S_{m3109} - S_{m108})}{\log 30} \quad (36)$$

$$S_{68} = 0,6 \cdot \log \frac{1,37 \cdot v_b - 1}{1,33 \cdot v_b - 1} \quad (37)$$

$$S_{m3109} = 10,82 - \frac{1,342 \cdot (100 - v_a)}{v_a + v_b} \quad (38)$$

$$S_{m108} = 8 + 5,68 \times 10^{-3} \cdot v_a + 2,35 \times 10^{-4} \cdot v_a^2 \quad (39)$$

sendo:

E_m – módulo de deformabilidade da mistura betuminosa (Pa);

S_b – rigidez do betume (Pa);

V_a – percentagem volumétrica de agregado;

V_b – percentagem volumétrica de betume.

Para rigidez do betume inferior a 5Mpa, a expressão (33) não é válida, visto já corresponder ao comportamento não linear.

Método de Nottingham:

No método de Nottingham, o módulo de deformabilidade da mistura também depende da rigidez do betume, no entanto a expressão só é válida para valores de rigidez do betume superiores a 5Mpa, visto que para valores inferiores corresponde ao comportamento não linear, tal como acontece no método da Shell.

O módulo é estimado recorrendo à seguinte expressão:

$$E_m = Sb \cdot \left[1 + \frac{257,5 + 2,5 \cdot VMA}{n \cdot (VMA - 3)} \right]^n \quad (40)$$

sendo:

$$n = 0,83 \cdot \log \frac{4 \times 10^4}{Sb} \quad (41)$$

onde:

Em – módulo de deformabilidade da mistura betuminosa (MPa);

Sb – rigidez do betume (MPa);

VMA – Volume de vazios (%) no esqueleto de agregados da mistura.

3.5.6. Critérios de Ruína dos Pavimentos Flexíveis

As cargas induzidas no pavimento fazem com que este se deforme em função do estado de tensão instalado em cada ponto e de acordo com as características de deformabilidade dos materiais das várias camadas que constituem o pavimento. Após o carregamento do pavimento em determinado ponto, a carga induzida a partir da roda, vai-se afastando do ponto de carga inicial, conferindo uma diminuição de tensão e respectiva extensão até se anularem, conferindo ao pavimento a sua forma inicial. Á primeira vista, fica-se com a ideia que nada se passou, no entanto, na realidade fica sempre uma pequena extensão irreversível devido às características dos materiais que constituem os pavimentos não serem totalmente elásticos.

Os valores da extensão instalada são muito inferiores aos da extensão de rotura do material das camadas ligadas. No entanto, devido à aplicação sucessiva da passagem das rodas dos veículos

vão-se repetindo os efeitos e acumulando-se, conseqüentemente, ao fim de um determinado número de aplicações dá-se a rotura.

A fadiga dos materiais, normalmente denominada de lei de fadiga, relaciona o valor da extensão instalada num carregamento com o número de vezes que ela pode ser repetida até à ruína do material.

No caso da deformação permanente, o assentamento associado a cada carregamento é pequeno, no entanto, com as sucessivas aplicações de carga traduz-se numa acumulação de deformações permanentes que leva a uma deformação indesejável do pavimento, que tal como o fenómeno anterior é traduzido por uma lei denominada lei de deformação permanente.

Os critérios de ruína representam os fenómenos considerados nos métodos de dimensionamento de pavimentos, correspondendo aos limites máximos de extensão de tracção e de compressão vertical nas camadas ligadas e na fundação, respectivamente. Em termos de dimensionamento de pavimentos, existem dois critérios: o critério de fadiga relacionado com o fendilhamento excessivo com origem nas zonas mais traccionadas das camadas ligadas, sendo o outro o critério de deformação permanente, que consiste no assentamento excessivo visível à superfície do pavimento.

No entanto, existem outras formas de degradação dos pavimentos como o fendilhamento com origem na superfície, em pavimentos com espessuras de camadas betuminosas elevadas, ou a contribuição de todas as camadas para a deformação permanente. Estes são fenómenos que se verificam actualmente e tornariam o dimensionamento mais fiável, no entanto ainda não se dispõem de métodos que incluam esses fenómenos (Picado-Santos et al. 2006b).

3.5.6.1. Critério de Fadiga

O critério de fadiga consiste no controlo da extensão radial de tracção, ϵ_t , na zona mais traccionada das camadas betuminosas, geralmente na base destas, encontrando-se esquematizado na Figura 48.

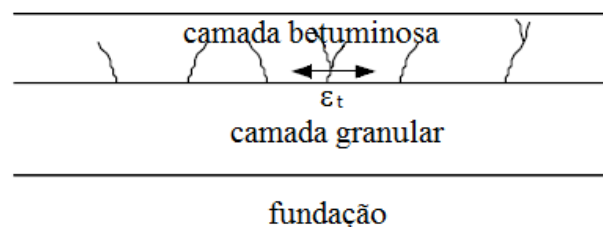


Figura 48. Representação esquemática do critério de ruína à fadiga

Para efectuar a verificação pode-se recorrer a leis usadas no método empírico-mecanicista de Nottingham e da Shell.

Expressão da Shell:

$$\varepsilon_t = (0,856 \cdot V_b + 1,08) \cdot E^{-0,36} \cdot N_{80}^{-0,2} \quad (42)$$

onde:

ε_t - extensão de tracção;

N_{80} - número de eixos-padrão de 80 kN;

V_b - percentagem volumétrica de betume no volume total;

E - módulo de deformabilidade da mistura betuminosa.

Expressão de Nottingham:

$$\log \varepsilon_t = \frac{14,38 \cdot \log V_b + 24,2 \cdot \log TAB - c - \log N_{80}}{5,13 \cdot \log V_b + 8,63 \cdot \log TAB - 15,8} \quad (43)$$

onde:

ε_t - extensão de tracção;

N_{80} - número de eixos-padrão de 80 kN (em milhões ($\times 10^6$))

V_b - percentagem volumétrica de betume no volume total;

TAB - temperatura de amolecimento pelo método do anel e bola ($^{\circ}\text{C}$);

$c = 46,82$ para N provocando estado crítico ou $c = 46,06$ para N provocando estado de ruína (Benta 2008; Picado-Santos et al. 2006b).

3.5.6.2. Critério de Deformação Permanente

O critério de deformação permanente consiste no controlo da extensão máxima de compressão, ε_c , geralmente no topo do solo de fundação devido sobretudo à fraca deformabilidade do material. Na Figura 49 é possível ver uma representação esquemática do critério de deformação permanente.

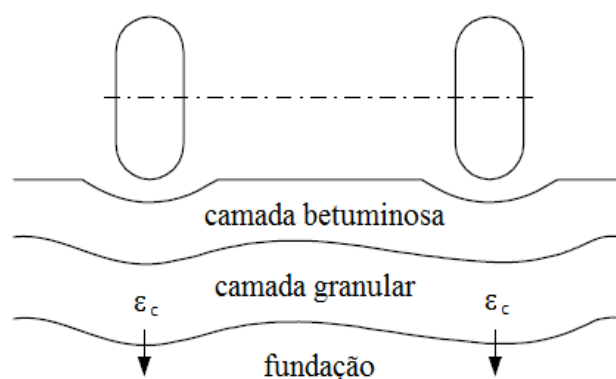


Figura 49. Representação esquemática do critério à deformação permanente

A verificação do critério de comportamento à deformação permanente pode-se realizar a partir de um dos métodos: o método da Shell e ou o método de Nottingham.

Expressão da Shell:

$$\epsilon_c = K_s \cdot N_{80}^{-0,25} \quad (44)$$

onde:

ϵ_c - extensão vertical de compressão no topo do solo de fundação (adimensional);

N_{80} – número de eixos-padrão de 80 kN;

K_s – parâmetro que depende da probabilidade de sobrevivência atribuída no âmbito do dimensionamento do pavimento. Toma o valor de $2,8 \times 10^{-2}$ para 50% de probabilidade de sobrevivência, $2,1 \times 10^{-2}$ para 85% e $1,8 \times 10^{-2}$ para 95%.

Este método faz ainda uma verificação complementar à deformação permanente, para considerar principalmente a influência das camadas betuminosas em períodos de comportamento não linear. Quando se verifica o critério de deformação permanente traduzido pela expressão (44) admite-se que todo o assentamento é apenas devido à contribuição do solo de fundação. Esta questão é ultrapassada sem necessidade de qualquer verificação complementar, adoptando uma probabilidade de sobrevivência de 95% na análise do critério de deformação permanente aquando do dimensionamento.

Expressão de Nottingham:

$$\varepsilon_c = \frac{A}{\left(\frac{N_{80}}{fr}\right)^{cl}} \quad (45)$$

onde:

ε_c - extensão vertical de compressão no topo do solo de fundação (em micro unidades ($\times 10^{-6}$));

N_{80} - número de eixos-padrão de 80 kN (em milhões ($\times 10^6$));

fr - factor de indução de assentamento dependendo do tipo de mistura betuminosa: 1,5 para macadame betuminoso, 1,3 para mistura betuminosa densa para camada de regularização e 1,0 para betão betuminoso em camada de desgaste;

A - constante igual a 250 para N_{80} provocando estado critico e igual a 451,29 para N_{80} provocando estado de ruína;

cl - constante igual a 0,27 para N_{80} provocando estado critico e igual a 0,28 para N_{80} provocando estado de ruína (Benta 2008; Picado-Santos et al. 2006b).

4. METODOLOGIAS DE DIMENSIONAMENTO DE REFORÇO

4.1. Enquadramento

O dimensionamento do reforço pode ser realizado por vários métodos, sendo que muitos deles não têm em conta as propriedades dos materiais que constituem os pavimentos, como é o caso dos métodos expeditos, sendo recomendados para estudos prévios ou para vias de tráfego reduzido (Picado-Santos et al. 2006b).

Os métodos utilizados, normalmente, para dimensionar reforços considerando as propriedades dos materiais, entre outros parâmetros, como a temperatura, são denominados de métodos empírico-mecanicistas. Além dos parâmetros descritos anteriormente, hoje em dia já se utiliza um método baseado na reflexão de fendas, muito presentes nas camadas de reforço, ainda que o método esteja em fase embrionária.

Em suma, os métodos empírico-mecanicistas de dimensionamento do reforço são idênticos aos métodos de dimensionamento de pavimentos novos, obtendo-se as espessuras de reforço a aplicar, comparando a estrutura dimensionada, para o tráfego que irá solicitar o pavimento futuramente, com a estrutura existente.

4.2. Medidas Prévias de Reforço

Geralmente, antes da aplicação do reforço, são executados trabalhos complementares de reabilitação (Tabela 18) com o intuito de resolverem os problemas presentes no pavimento a reforçar, para não reflectir-se ou para retardar o seu efeito nas camadas de reforço. Na Figura 50 representa a fresagem de um pavimento.



Figura 50. Fresagem de um pavimento (Bernucci et al. 2006)

Tabela 18. Trabalhos de Prévios de Reforço (Batista 2004)

Trabalhos Prévios	Anomalias que Justifiquem
Saneamentos	Assentamentos acentuados em zonas pontuais
	Degradação das camadas inferiores, por insuficiente capacidade de carga da fundação ou drenagem insuficiente
	Levantamento localizado do pavimento, devido ao crescimento das raízes das árvores
Fresagens	Camadas betuminosas com fendilhamento excessivo
	Camadas betuminosas desligadas
Preenchimento de Covas	Covas e depressões presentes nos pavimentos
Selagem de Fendas	Para retardar ou eliminar o efeito da reflexão de fendas para as camadas de reforço
Reperfilamentos	Regularizar a superfície do pavimento devido sobretudo a rodeiras e depressões de grande dimensão

4.3. Métodos Expeditos

4.3.1. Procedimento baseado nas Espessuras Efectivas

O método baseado nas espessuras efectivas, desenvolvido pela Asphalt Institute (AI, 1983) (citado em (Picado-Santos et al. 2006b)) permite determinar a espessura da camada de reforço sem recorrer às propriedades dos materiais que constituem o pavimento. Este consiste no pré-dimensionamento do reforço assumindo que o pavimento existente possui espessura menor que na realidade, espessura efectiva, visto que foi sujeito a um ciclo de carregamentos, logo viu reduzida a sua capacidade resistente.

Para o dimensionamento do reforço por este método é necessário conhecer as espessuras e a composição das várias camadas que constituem o pavimento. Estas podem ser obtidas após realização de sondagens apropriadas, por carotagem ou por poços, nas zonas que representam as condições médias do pavimento a reforçar.

A espessura efectiva, como já foi referido, corresponde à espessura real “fictícia” das várias camadas que constituem o pavimento, que na prática é equivalente à real, mas para cálculo é inferior à real. A espessura efectiva de cada camada i (Te_i), obtêm-se realizando o produto entre a espessura real da camada e um factor de conversão, C , que depende da composição das camadas do pavimento e a degradação visível (Tabela 19). A espessura efectiva total (Te) resulta da soma das espessuras efectivas parciais, de cada camada. A espessura efectiva total obtida corresponde a uma

espessura de betão betuminoso, isto é, para efeitos de análise transforma-se o pavimento a reforçar num pavimento exclusivamente constituído por apenas uma camada de betão betuminoso.

Tabela 19. Factor de conversão C (Picado-Santos et al. 2006b)

Tipo	Descrição do material	Factor de conversão C
I	Leito do pavimento qualquer que seja.	0,0
II	Base ou sub-base granulares britadas de granulometria extensa e CBR>20. (C=0,1 se IP>6)	0,1 - 0,2
III	Base ou sub-base de solos com IP<10 e estabilizadas com cal ou cimento.	0,2 - 0,3
IV	a) Misturas betuminosas a frio em bases, muito fendilhadas e com rodeiras de grande expressão.	0,3-0,5
	b) Pavimento rígido (mesmo com camada de desgaste em mistura betuminosa) e que vai ser partido antes do reforço em pedaços com 0,5m ou menos. Usar C=0,3 quando a laje tiver sido directamente aplicada sobre o solo de fundação.	
	c) Base ou sub-base granulares britadas estabilizadas com cimento, que se apresentem com fendilhamento de contracção extensa (usar C=0,3, quando as fissuras tiverem 1cm de espessura ou mais e o material se apresentar instabilizado.	
V	a) Misturas betuminosas a quente em camada de desgaste e de base que exibam fendilhamento apreciável e interligado.	0,5-0,7
	b) Misturas betuminosas a frio em bases, com fendilhamento fino e com rodeiras de pequena expressão.	
	c) Pavimento rígido com fendilhamento apreciável que será partido em bocados de 1 a 4 m ² antes do reforço.	
VI	a) Misturas betuminosas a quente em camada de desgaste e de base que exibam fendilhamento fino, com pequena interligação e com rodeiras pequenas.	0,7-0,9
	b) Misturas betuminosas a frio em bases, sem fendilhamento e com rodeiras de muita pequena expressão.	
	c) Pavimentos rígidos com fendilhamento pequeno, em que os pedaços formados não são de dimensão inferior a 1m ² .	
VII	a) Misturas betuminosas a quente em camada de desgaste e de base sem fendilhamento e com rodeiras praticamente inexistentes.	0,9-1,0
	b) Pavimento rígido com camada de desgaste em mistura betuminosa, completamente estável e exibindo fendilhamento de reflexão desprezável.	
	c) Pavimento rígido praticamente novo.	

A espessura da camada de reforço a aplicar resulta da seguinte expressão:

$$T0 = Tn - Te \quad (46)$$

onde:

T0 – espessura da camada de reforço;

Tn – espessura requerida para o pavimento, apenas constituída por betão betuminoso;

Te – espessura efectiva.

A espessura requerida para o pavimento (Tn), depende do tráfego de projecto, em eixos-padrão de 80kN, e do módulo do solo de fundação. A espessura obtém-se recorrendo ao ábaco da Asphalt Institute (Picado-Santos et al. 2006b) (Figura 51), enquanto o módulo de fundação pode ser determinado recorrendo a uma das expressões definidas anteriormente (expressão (21) ou (22)).

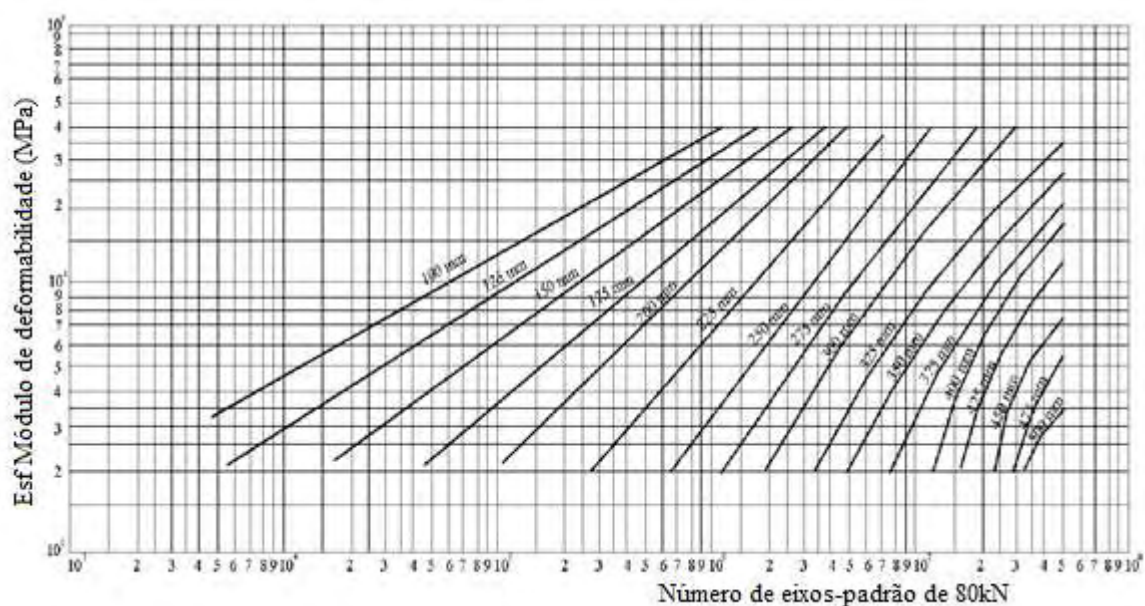


Figura 51. Ábaco da Asphalt Institute para o cálculo da espessura de um pavimento só constituído por camadas de betão betuminoso (Picado-Santos et al. 2006b)

O método resume-se nas seguintes fases:

- Determinação das características de resistência do solo de fundação;
- Determinação da espessura e composição de cada camada de pavimento;
- Cálculo do tráfego solicitante e da espessura efectiva;

- Cálculo da espessura da camada de reforço.

4.3.2. Pré-dimensionamento do Reforço através do MACOPAV

Este método, como se indica, consiste num pré-dimensionamento do pavimento como se tratasse de um novo, atendendo as características do solo de fundação, mais precisamente o módulo de deformabilidade. Uma vez definido, tem-se que classificar o solo de fundação numa classe definida pelo MACOPAV, que depende obviamente do módulo de deformabilidade.

Com base na classe de fundação e tendo em atenção a constituição do pavimento em estudo, visto ter influência no processo de pré-dimensionamento, escolhe-se a estrutura que corresponde à classe de fundação definida, como se estivesse a dimensionar um pavimento novo, como esta esquematizado na Figura 52.

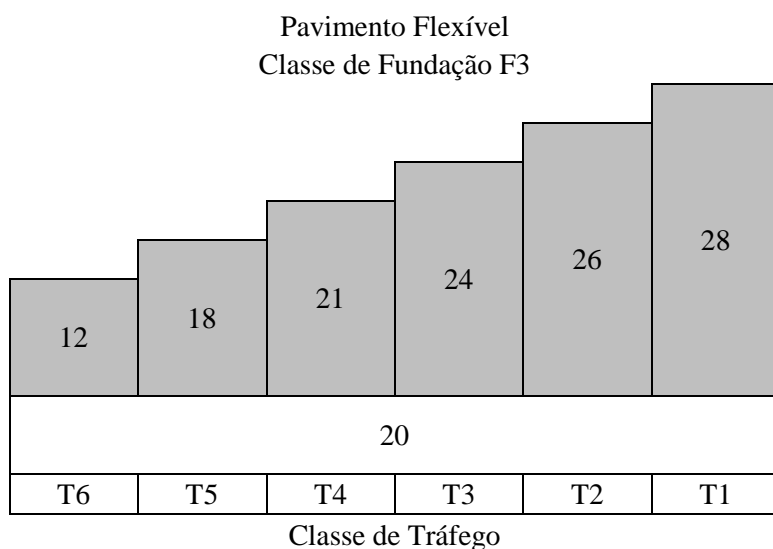


Figura 52. Espessura (cm) de pré-dimensionamento para pavimento flexível com classe de fundação F3 (EP-JAE 1995)

Recorrendo à figura, que depende da classe de fundação, e com a classe de tráfego de cálculo, pode-se determinar a estrutura tipo do pavimento, atendendo às condicionantes. Antes de se passar ao próximo passo é preciso ter em atenção que a estrutura apresentada pelo MACOPAV, apresenta uma camada de sub-base e/ou de base constituída por materiais granulares. Para o pré-dimensionamento do reforço, apenas se podem utilizar materiais betuminosos, pelo que é necessário converter o material granular em material betuminoso. Assim, por cada 3cm de camada de agregado britado de granulometria extensa (ABGE) necessita-se de 1cm de mistura betuminosa, determinando assim a espessura total de mistura betuminosa para aquele tráfego e para aquela classe de fundação.

O método de cálculo da espessura de reforço é muito parecido ao descrito no método anterior. Em primeiro à que definir a espessura efectiva, em que o procedimento é igual ao descrito anteriormente no método da Asphalt Institute, no qual é aplicado um factor de conversão a cada espessura de material que constitui o pavimento, dependendo do estado do pavimento.

A espessura de reforço é obtida recorrendo à subtracção entre espessura total de mistura betuminosa e a espessura efectiva.

4.3.3. Procedimento da *Instrucción de Carreteras*

A *Instrucción de Carreteras* utiliza um procedimento expedito para o cálculo do reforço que depende essencialmente da deflexão de cálculo, da categoria de tráfego pesado e das condições do pavimento a reforçar.

O dimensionamento do reforço baseia-se em 3 abordagens diferentes de reabilitação estrutural de pavimentos, que depende sobretudo das condições a que se encontra o pavimento. As abordagens são as seguintes:

- Eliminação parcial do pavimento existente e reposição com mistura betuminosa, conservando a cota original do pavimento;
- Reforço com misturas betuminosas;
- Combinação dos dois tipos de actuações anteriores.

A demolição e reconstrução total do pavimento não considera-se uma solução de reabilitação estrutural, no entanto em casos muito excepcionais onde uma das seguintes soluções não se adapte, torna-se o procedimento a adoptar.

4.3.3.1. Eliminação Parcial e Reposição do Pavimento

Esta solução consiste na eliminação parcial do pavimento, recorrendo a meios mecânicos, e posterior reposição do pavimento com misturas betuminosas com uma espessura igual à eliminada. Esta solução adopta-se sempre que verifique-se uma degradação avançada das misturas betuminosas e quando as deflexões ultrapassam os limites, estipulado na Tabela 20, que dependem da classe de tráfego.

Tabela 20. Valores limite das deflexões (10^{-2} mm) para o esgotamento estrutural (Carreteras 2002)

Classe de Tráfego Pesado					
T00	T0	T1	T2	T3	T4
50	50	75	100	125	150

Com base na classe de tráfego, na profundidade de eliminação parcial e na reposição das misturas betuminosas, é necessário verificar que a espessura total de misturas betuminosas novas, será no mínimo o estabelecido na Tabela 21, que depende da classe de tráfego.

Tabela 21. Espessura total de misturas betuminosas novas (cm) (Carreteras 2002)

Classe de Tráfego Pesado					
T00	T0	T1	T2	T3	T4
35	30	25	20	15	5

Para o cálculo da espessura total, consideram-se, para efeitos de dimensionamento, as camadas betuminosas que não foram removidas que não apresentem fissuração, sendo quantificadas recorrendo à aplicação de um coeficiente equivalente de 0,75 à espessura real destas. Assim, a espessura total de dimensionamento será a espessura equivalente das misturas betuminosas antigas, somada com a espessura das camadas betuminosas repostas, sendo que a soma destas deve satisfazer, no mínimo, a espessura total de misturas betuminosas novas (Carreteras 2002).

4.3.3.2. Reforço do Pavimento Existente

O reforço consiste na aplicação de uma ou mais camadas de misturas betuminosas, sobre o pavimento existente. O método sugere a aplicação de uma espessura mínima de reforço (Tabela 22) que depende da deflexão de cálculo e da classe de tráfego pesado.

Tabela 22. Espessuras mínimas de reforço (cm) para pavimentos betuminosos
(Carreteras 2002)

Deflexão de cálculo (10 ⁻² mm)	Categoria de Tráfego Pesado								
	T00	T0	T1	T2	T31	T32	T41	T42	
0-40	10	zona de actuação preventiva							
40-60	12								10
60-80	15	12	10	8	6				
80-100	18	15	12	10	8				5
100-125	zona de estudo especial	18	15	12	10	8	6	5	
125-150			18	15	12	10	8	6	
150-200					18	15	12	10	8
>200									

Nas zonas de reforço devem ser cumpridas as espessuras mínimas apresentadas, no entanto o regulamento cita a verificação da espessura mínima total de misturas betuminosas novas, que varia conforme a classe de tráfego. Para determinar a espessura total deve-se ter em consideração as misturas betuminosas existentes, que não apresentem fissuração, sendo quantificadas aplicando-lhes às espessuras reais um factor de equivalência de 0,75.

A soma das espessuras das camadas existentes com a espessura do reforço adoptada deve satisfazer a espessura mínima total de misturas betuminosas que consta na Tabela 21, que depende da classe de tráfego pesado, caso a soma das espessuras seja inferior à mínima, o valor da espessura de reforço corresponderá à subtracção entre a espessura total das misturas novas e a espessura equivalente das camadas antigas, caso sejam quantificáveis (Carreteras 2002).

4.3.3.3. Combinação das Soluções de Eliminação Parcial, Reposição e de Reforço

Este tipo de solução deverá ser a mais usual, visto combinar a eliminação parcial e a reposição do pavimento existente, com o reforço de pavimentos.

A solução de eliminação parcial do pavimento existente e reposição com misturas betuminosas, mantendo a mesma cota da superfície do pavimento, poderá ser seguida de um reforço com misturas betuminosas em toda a extensão do pavimento a reabilitar. Em muitos casos verifica-se uma eliminação e reposição de misturas betuminosas em zonas que se considere necessário, sendo precedida de um reforço em toda a extensão do pavimento.

Em ambos os casos, é necessário verificar a espessura mínima das misturas betuminosas novas, como nos procedimentos descritos anteriormente. A espessura das camadas antigas, que não

apresentem fissuração, são obtidas recorrendo ao factor de equivalência de 0,75. A espessura das misturas betuminosas novas corresponde à soma das espessuras equivalentes das camadas antigas, com a espessura da camada betuminosa de reposição e com a camada de reforço, perfazendo num total uma espessura, no mínimo, igual à indicada na Tabela 21, ou superior (Carreteras 2002).

4.4. Métodos Empírico-Mecanicistas

4.4.1. Procedimento baseado nas Deflexões Reversíveis

O procedimento de dimensionamento baseado nas deflexões reversíveis é dos mais usados a nível mundial e foi desenvolvida e aplicada pelo LNEC nos fins dos anos 60, tendo sofrido sucessivas transformações até a data. As transformações incidiram sobretudo no desenvolvimento dos meios de cálculo, dos modelos de comportamento e dos métodos de avaliação da capacidade de carga dos pavimentos. Este modelo baseia-se no modelo de cálculo de tensões e extensões (Picado-Santos et al. 2006b).

4.4.1.1. Modelo de Cálculo de Tensões e Extensões

Os modelos de cálculo do estado de tensão-deformação usados na análise estrutural dos pavimentos, baseando-se, actualmente, ainda no modelo de Burmister.

O modelo de Burmister (Figura 53) considera o pavimento e a fundação como um conjunto de várias camadas, dispostas horizontalmente, sobrepostas, contínuas, com as propriedades dos materiais, de cada camada, homogêneos e isotrópicos, tendo um comportamento linear, estando assentes num meio semi-infinito, em que na superfície actua uma carga vertical uniformemente distribuída numa área de raio r .

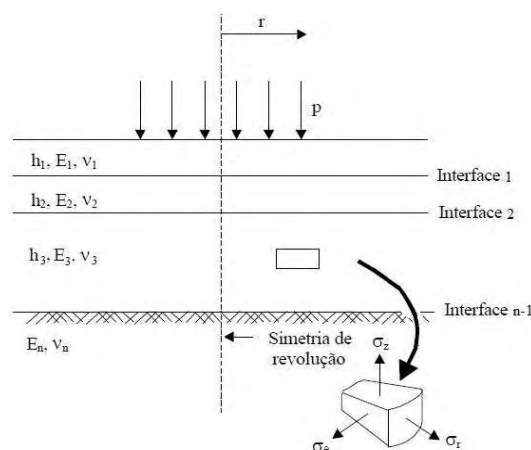


Figura 53. Modelo de Burmister (Neves 2007)

As camadas são consideradas de dimensão infinita, transversalmente, em que cada camada possui uma espessura finita, sendo a última, referente à camada de fundação, de espessura infinita. As superfícies de separação entre duas camadas podem ser consideradas com aderência perfeita (coladas), aderência parcial ou sem aderência (deslizamento parcial ou total entre camadas), no entanto considera-se maioritariamente com aderência perfeita.

O comportamento mecânico dos materiais das várias camadas é caracterizado por dois parâmetros: o módulo de deformabilidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν), para cada camada (Neves 2001; Picado-Santos et al. 2006b).

Devido a falta de adequação do modelo de comportamento linear em traduzir a realidade, já que geralmente os materiais não têm esse comportamento, esta questão é ultrapassada obtendo as constantes de caracterização, nomeadamente o módulo de deformabilidade, que traduz a relação entre tensão e extensão, que caracteriza a forma como o material se deforma sob tensão (Picado-Santos et al. 2006b).

Os programas de cálculo automáticos, mais conhecidos, que permitem o cálculo do estado de tensão-deformação num pavimento, baseados no modelo de Burmister, são o ELSYM5 com origem na Universidade da Califórnia e adaptado por Picado-Santos ao caso português e o BISAR, desenvolvido pela Shell. Existem a título de exemplo muitos mais, como o ALIZE, de origem francesa, o VEROAD, desenvolvido numa universidade holandesa e o CHEVIT, da companhia Chevron (Domingos 2007; Neves 2001).

4.4.1.2. Dimensionamento do Reforço

Para o dimensionamento do reforço, inicialmente, é necessário dispor das deflexões obtidas durante a campanha de ensaios de carga que permite avaliar a capacidade de carga do pavimento a reforçar, estimando também o tráfego que solicitará o pavimento até à saída de serviço.

Com as bacias de deflexões dos vários pontos ensaiados, inicia-se, de seguida, a divisão em subsecções homogéneas pelo método das diferenças acumuladas, apresentado pela AASHTO, ou então pelo método apresentado pela *Dirección General de Carreteras*.

Na divisão das subsecções homogéneas é necessário ter em atenção a divisão, sendo esta dependente da uniformidade de vários parâmetros, entre os quais, as deflexões centrais, a espessuras das camadas, o tipo de fundação e o tráfego. As subsecções definidas deverão ser a junção destes parâmetros.

Após a divisão em subsecções homogéneas, determina-se a bacia de deflexões característica, de cada subsecção. Com esta, a partir da retroanálise, determina-se os módulos de deformabilidade das várias camadas que constituem o pavimento, a partir do ELSYM5. No processo de retroanálise, introduz-se os valores das espessuras de cada camada, obtidos por sondagem ou a partir do radar de prospecção e a geometria da carga, que depende do equipamento usado na avaliação estrutural. Em todo o caso, a maioria das vezes é utilizado o deflectómetro de impacto, logo pode variar o raio da carga aplicada e a força aplicada, sendo esta dependente do tipo de eixo-padrão considerado. A título de exemplo, caso se pretenda simular um eixo-padrão de 130kN, muito usual na vizinha Espanha, é necessário que a carga aplicada pelo deflectómetro de impacto seja de 65kN, que numa placa de raio 0,150m corresponde a uma pressão exercida sobre o pavimento de 0,92MPa.

Os valores dos módulos de deformabilidade, obtidos por retroanálise, correspondem à temperatura a que se encontrava o pavimento na altura do ensaio, sendo por isso necessário corrigir os módulos de deformabilidade para uma temperatura de referência, geralmente a adoptada para o projecto. Este passo é ignorado sempre que as deflexões sejam normalizadas para o efeito da temperatura. Este passo é extremamente preponderante, visto que o módulo de deformabilidade obtido para uma temperatura, por exemplo, de 27°C e completamente diferente do módulo correspondente a uma temperatura de 19°C, por exemplo.

Para tal, torna-se necessário estimar a temperatura de projecto, que corresponde à temperatura de serviço, e pode-se estimar recorrendo a uma das metodologias anteriormente descritas.

Tendo-se todas as variáveis, até agora mencionadas, o passo seguinte consiste na determinação das características mecânicas das misturas novas (reforço) a aplicar, que podem ser determinadas pelo método da Shell ou pelo método de Nottingham. As características mecânicas das novas misturas dependem do tipo de betume, da granulometria dos materiais e do peso volúmico.

O método de cálculo do reforço, pelo método das deflexões reversíveis, consiste na verificação dos critérios de fadiga e deformação, correspondente à extensão de tracção na base da camada betuminosa e à extensão vertical instalada no topo do solo de fundação, respectivamente.

Para tal, define-se, no programa de cálculo automático BISAR os módulos de deformabilidade e coeficientes de Poisson das várias camadas que constituem o pavimento e os dados referentes à camada de reforço. Para iniciar-se o processo, necessita-se também de introduzir as espessuras reais das várias camadas, no entanto, a espessura da camada de reforço é arbitrada.

O BISAR devolve as extensões verificadas nas diferentes interfaces, para o carregamento adoptado. Estas extensões correspondem à passagem do eixo-padrão, que com base nas leis de fadiga e deformação permanente, permitem obter o número máximo de passagens de eixos-padrão.

A verificação tem como objectivo avaliar o conjunto pavimento existente-reforço. Estes valores são convertidos para eixos-padrão e consequente verificação ao dano (Costa 2008; Picado-Santos et al. 2006b).

4.4.1.3. Verificação ao Dano

Com base na aplicação das leis de fadiga e de deformação permanente, permite determinar-se o número máximo de passagens do eixo-padrão, o qual se compara com o número de eixos-padrão de dimensionamento. Esta comparação tem como objectivo verificar se o pavimento dimensionado se encontra sobredimensionado ou subdimensionado, obtendo-se a percentagem de dano, ou seja a percentagem de resistência gasta.

Quando o número de eixos-padrão de dimensionamento é inferior ao admissível, menor que 80%, está-se perante uma estrutura sobredimensionada que não é muito viável economicamente. Se o número de eixos-padrão de dimensionamento é superior ao admissível está-se perante uma estrutura subdimensionada, se o número é muito semelhante está-se perante um pavimento bem dimensionado. Esta verificação é traduzida pela seguinte expressão:

$$D = \frac{N_p}{N_a} \cdot 100 \quad (47)$$

onde:

D – dano em percentagem;

N_p – número de eixos-padrão de dimensionamento;

N_a – número de eixos-padrão admissíveis (Picado-Santos et al. 2006b).

Tabela 23. Condições do dano (Picado-Santos et al. 2006b)

Dano	Verificação
$D < 80\%$	Sobredimensionamento
$80\% < D < 100\%$	Bom dimensionamento
$D > 100\%$	Subdimensionado

O processo é iterativo, aumentando e diminuído a espessura da camada de reforço, até que o conjunto pavimento existente-reforço, se enquadre dentro dos limites estabelecidos para o “bom dimensionamento”.

O valor do dano (Tabela 23) adoptado para projecto depende da fiabilidade pretendida para o projecto, sendo habitual verificar-se, além do valor de 80%, valores de 85, 90 e 95%.

4.4.2. Procedimento baseado na Reflexão de Fendas

Actualmente, o dimensionamento de reforços de pavimentos é realizado, como foi referido anteriormente, considerando critérios de ruína à fadiga e à deformação permanente, não sendo usual a consideração da reflexão de fendas (Pais and Pereira 2000).

A colocação de camadas betuminosas de reforço sobre camadas fendilhadas induz um mecanismo de ruína adicional, a reflexão de fendas, sendo o critério de ruína predominante, nestas camadas e o mais condicionante. As fendas existentes nas camadas subjacentes propagam-se para as novas camadas betuminosas usadas no reforço, e consequentemente o seu aparecimento à superfície, que significativamente vai contribuir para a ruína prematura do pavimento (Antunes et al. 2008).

A *Rubber Pavement Association* desenvolveu uma metodologia que induz uma diminuição da propagação de fissuras às novas camadas betuminosas aplicadas.

O dimensionamento com base na reflexão de fendas desenvolve-se segundo o seguinte procedimento:

- Caracterização mecânica do pavimento existente;
- Determinação das temperaturas representativas do ar;
- Definição da percentagem de reflexão de fissuras para o dimensionamento;
- Determinação dos coeficientes de correcção;
- Selecção do módulo de deformabilidade da mistura betuminosa de reforço;
- Determinação da extensão de dimensionamento;
- Determinação do número de eixos-padrão admissível que a camada de reforço tem capacidade de suportar.

4.4.2.1. Caracterização Mecânica do Pavimento Existente

Os módulos de deformabilidade das camadas betuminosas podem ser obtidos recorrendo à retroanálise, com os valores das deflexões medidas pelo FWD. No entanto, devem ter-se cuidados na delimitação das subsecções homogéneas, já que o módulo obtido por retroanálise tem que ser bastante representativo. Para tal, geralmente adopta-se o percentil 90 ou 95 das deflexões para o cálculo das deflexões representativas.

A espessura das camadas betuminosas, obtidas recorrendo a sondagens, deve ser realizada o mais próximo do local onde foram definidas as deflexões representativas daquela secção, correspondentes ao percentil 90 ou 95 (Pais et al. 2005).

4.4.2.2. Determinação das Temperaturas Representativas do Ar

As temperaturas máximas e mínimas do ar devem ser determinadas para o local onde se vai aplicar a camada de reforço. Além destas, é necessário determinar a temperatura média anual do ar, com base no Método da Shell.

A temperatura obtida é ponderada por um factor de peso (w-factor), que é obtido em função da temperatura média mensal do ar (Figura 54) e pode ser determinada pela seguinte expressão:

$$w - factor = 0,0723 \cdot e^{0,1296 \cdot MMAT} \quad (48)$$

sendo:

w-factor – o valor médio dos w-factor;

MMAT – temperatura média mensal do ar.

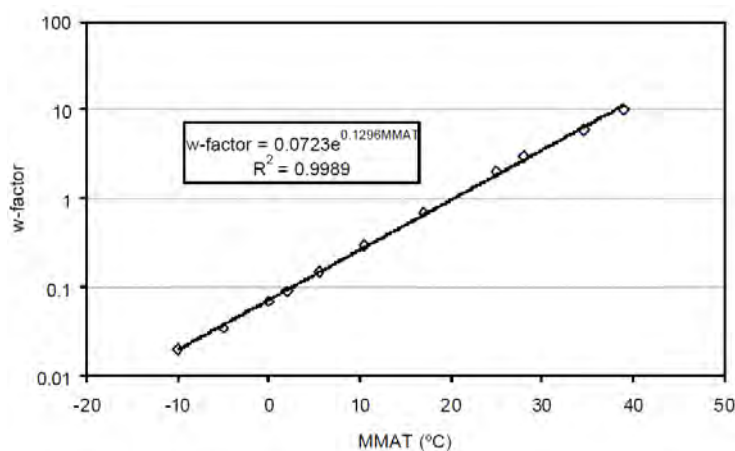


Figura 54. w-factor em função da temperatura média mensal do ar

A temperatura média anual do ar é obtida recorrendo ao método da Shell, sendo determinada pela seguinte expressão (Pais et al. 2005):

$$w-MAAT = 7,7068 \cdot \ln(w-factor) + 20,257 \quad (49)$$

sendo:

w-MAAT - temperatura média anual do ar.

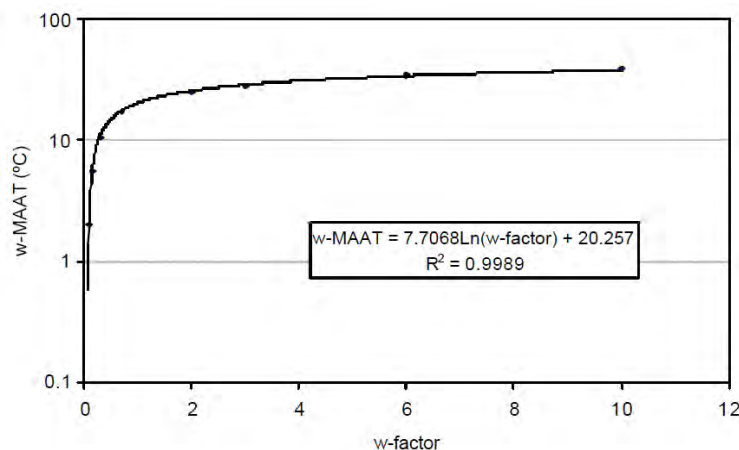


Figura 55. Temperatura média anual do ar em função do w-factor

4.4.2.3. Definição da Percentagem de Reflexão de Fendas

Na ausência de valores da percentagem de reflexão de fendas admissíveis, por parte das entidades responsáveis pela Rede Rodoviária Portuguesa, no caso de dimensionamento do reforço de um pavimento flexível, poder-se-á adoptar como valor limite o utilizado pelo Departamento de Transportes do Arizona (ADOT). Este valor resulta da vasta experiência da aplicação de pavimentos rodoviários com betume modificado com borracha, no entanto a adopção do valor deverá estar em sintonia com a política da entidade responsável.

Para um período de dimensionamento de 10 anos, o valor da percentagem de reflexão de fendas adoptado será (Pais et al. 2005):

- Valor Cautelar: 2%;
- Valor Limite: 4%;
- Valor adoptado pelo ADOT: 5%.

4.4.2.4. Determinação dos Coeficientes de Correção

Os factores de ajuste devem ser calculados com base no local onde será aplicada a camada de reforço e na percentagem de reflexão de fendas adoptado, para um período de dimensionamento de 10 anos (Pais et al. 2005).

Coeficiente de Correção para o Envelhecimento

Este coeficiente foi introduzido de modo a considerar o efeito do envelhecimento na camada de reforço a aplicar, em função da temperatura máxima do ar. Está comprovado que o envelhecimento das misturas betuminosas é importante na evolução do desempenho destas, endurecendo-as, e consequentemente aumentando o módulo de deformabilidade destas, com o passar do tempo.

O coeficiente de correcção para o envelhecimento (Figura 56) é calculado recorrendo a uma das seguintes expressões, dependendo do tipo de ligante utilizado (Pais et al. 2005):

$$\text{Ligantes convencionais} \quad AAF = 0,0363 \cdot T(\text{max air}) + 0,3000 \quad (50)$$

$$\text{Ligantes modificados com borracha} \quad AAF = 0,0088 \cdot T(\text{max air}) + 0,8800 \quad (51)$$

onde:

AAF – coeficiente de correcção para o envelhecimento;

T(max air) – temperatura máxima do ar.

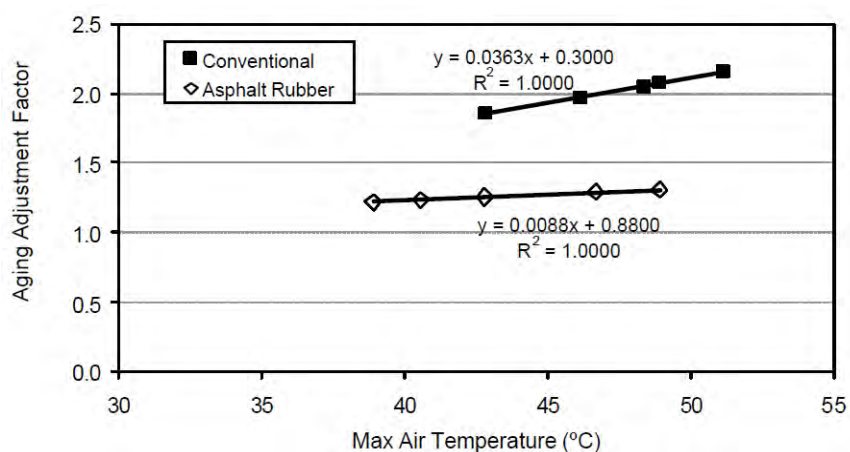


Figura 56. Determinação do coeficiente de envelhecimento para ligantes convencionais e para ligantes modificados com borracha

Coefficiente de Correção para a Temperatura

O coeficiente de correção para a temperatura foi introduzido, sobretudo devido à reflexão de fendas ser mais intensa quando o pavimento se encontra a baixas temperaturas. Este fenómeno é bastante complexo.

De modo a analisar a influência da temperatura na evolução do desempenho da camada de reforço, é necessário considerar diversos mecanismos, que pode ocorrer simultaneamente:

- As tensões induzidas pelas tráfego aquando da passagem deste por cima ou próximo das fendas;
- As descidas de temperatura ao longo do ciclo diário, que pode chegar a valores da ordem dos 20 a 25°C, são particularmente importantes próximo das fendas. Este efeito, por si próprio pode causar tensões de tracção superiores às registadas aquando da solicitação do eixo-padrão;
- A combinação das duas acções mais condicionantes do desempenho do pavimento, a circulação constante de veículos sobre as fissuras e o estado de tensão originado pelas rápidas descidas de temperatura, são identificadas como as causas mais prováveis dos estados elevados de tensão e fadiga nas camadas subjacentes às fendas;
- A reflexão de fissuras está associada, até certo ponto, com a rotura devida às variações térmicas.

Tentando modelar, o quando possível, a maioria dos efeitos, foi possível chegar a um coeficiente de correção da temperatura.

Inicialmente é necessário determinar a temperatura de ocorrência de reflexão de fendas, pela seguinte fórmula:

$$RCT = T(\text{min air}) + 0,5 \cdot T(\text{average air mean monthly}) - T(\text{min air}) \quad (52)$$

onde:

$T(\text{min air})$ – temperatura mínima do ar;

$T(\text{average air mean monthly})$ – temperatura média mensal do ar.

Com base no valor obtido do RCT (temperatura de ocorrência de reflexão de fendas), determina-se o coeficiente de correcção para a temperatura (Figura 57), por uma das seguintes fórmulas, dependendo do tipo de betume utilizado:

$$\text{Ligantes convencionais} \quad TAF = -0,0900 \cdot RCT + 2.5500 \quad (53)$$

$$\text{Ligantes modificados com borracha} \quad TAF = -0.0720 \cdot RCT + 1.7448 \quad (54)$$

onde:

TAF – coeficiente de correcção para a temperatura;

RCT – temperatura de ocorrência de reflexão de fendas.

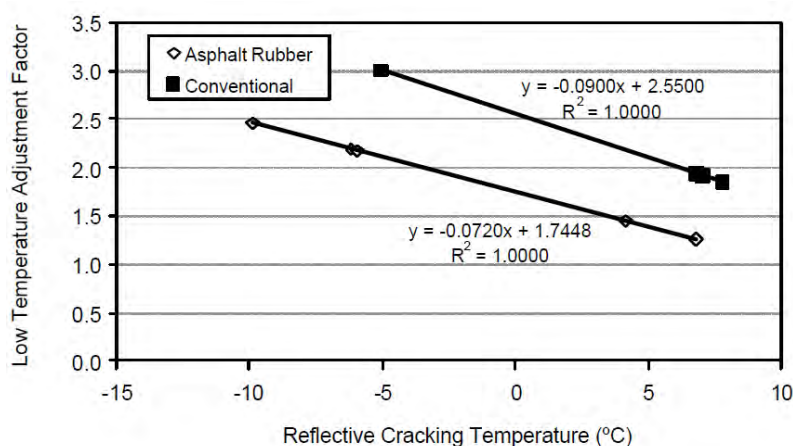


Figura 57. Determinação do coeficiente de correcção para a temperatura em função da temperatura de ocorrência de reflexão de fendas

A medida que a temperatura a que a camada de reforço está sujeita, diminui, o coeficiente de correcção aumenta, originando um efeito ainda mais negativo para a temperatura. O factor é superior para as misturas constituídas por betumes convencionais, do que para as constituídas por betumes modificados com borracha, devido à menor susceptibilidade para variações térmicas dos betumes modificados com borracha (Pais et al. 2005).

Coeficiente de Correcção In-Situ

O coeficiente de correcção “in-situ” (Figura 58) foi introduzido no método de forma a estabelecer a relação entre as previsões obtidas no dimensionamento da camada de reforço, pelo método da reflexão de fendas, com os resultados dos ensaios obtidos em utilização.

Para misturas constituídas por betumes modificados com borracha, o coeficiente de correcção “in-situ” é obtido pela expressão seguinte:

$$FAF = e^{0,2303 \cdot PC} \quad (55)$$

onde:

FAF – coeficiente de correcção in-situ;

PC – percentagem de fendas adoptado.

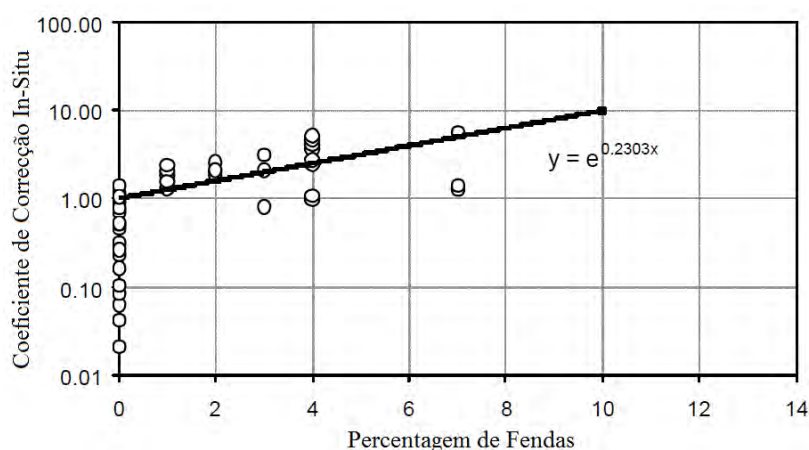


Figura 58. Relação entre o coeficiente de correcção in-situ e a percentagem de fendas

Para coeficientes de correcção “in-situ” superiores a 1, é esperado a fissuração do pavimento em estudo, no entanto quanto verifica-se valores inferiores a 1, a fissuração não deverá ocorrer. Isto aplica-se tanto para as misturas constituídas por betumes modificados com borracha como para as constituídas por betumes convencionais (Pais et al. 2005).

4.4.2.5. Módulos de Deformabilidade da Mistura de Reforço

Neste método pode-se utilizar misturas betuminosas constituídas por betumes convencionais e misturas betuminosas constituídas por betumes modificados com borracha, preparados pelo processo húmido, isto é, a borracha é adicionada ao betume. Os módulos de deformabilidade destes materiais, são obtidos através de ensaios de resistência à fadiga por flexão.

O valor do módulo de deformabilidade da mistura betuminosas de reforço irá ser corrigido pelos coeficientes de correcção para o envelhecimento e para a temperatura (Pais et al. 2005).

4.4.2.6. Determinação da Extensão de Dimensionamento

O módulo da camada de reforço deverá ser multiplicado pelo coeficiente de correcção do envelhecimento. Com o módulo de deformabilidade e a espessura de cada uma das camadas, que

constituem o pavimento, pode-se determinar o valor da extensão na camada de reforço. O procedimento é baseado na sequência de fórmulas seguintes:

$$a = \prod_{i=1}^6 [a_{1i} \cdot \ln(X_i) + a_{2i}] \quad (56)$$

$$b = \prod_{i=1}^6 [b_{1i} \cdot \ln(X_i) + b_{2i}] \quad (57)$$

onde:

a e b – coeficientes que dependem dos módulos de deformabilidade e das espessuras das camadas que constituem o pavimento;

X_i – propriedades dos pavimentos, nomeadamente a espessura e o módulo de deformabilidade;

a_{ij} e b_{ij} – coeficientes que dependem da Tabela 24.

Tabela 24. Coeficientes ' a_{ij} ' e ' b_{ij} '

i	a_{1i}	a_{2i}	b_{1i}	b_{2i}
1	-1,038E-04	-1,446E-01	7,169E-03	1,314E-01
2	2,777E-01	-4,022E+00	9,773E-05	-6,368E-01
3	-1,173E+00	1,212E+01	-4,946E-01	7,069E+00
4	1,281E+00	5,070E-01	3,923E-02	2,641E+00
5	-5,160E-01	6,964E+00	3,265E-02	-1,287E+00
6	-1,774E-01	2,385E+00	1,875E-03	-8,167E-01

As propriedades da variável X_i , são introduzidas pela ordem que se apresenta na Tabela 25, sendo também apresentados os valores máximos e mínimos de cada propriedade, que podem ser usados no método.

Tabela 25. Definição da sequência de propriedades dos pavimentos

i	X_i	Mínimo	Máximo
1	Espessura da camada fissurada (m)	0,10	0,25
2	Espessura da camada granular (m)	0,20	0,40
3	Módulo de deformabilidade da camada de reforço (MPa)	2000	10000
4	Módulo de deformabilidade da camada fissurada (MPa)	2000	3500
5	Módulo de deformabilidade da camada granular (MPa)	150	450
6	Módulo de deformabilidade do solo de fundação (MPa)	50	150

O processo de cálculo destes coeficientes é muito simples. Com base na variável ϵ_{vm} , os valores das propriedades são introduzidos conforme a sequência da Tabela 25. Cada propriedade possui na Tabela 24, os respectivos valores dos coeficientes correspondentes, sendo o valor final correspondente a multiplicação das várias propriedades com os respectivos coeficientes.

O valor da extensão da camada de reforço, é obtido segundo a seguinte expressão:

$$\epsilon_{vm} (1 \times 10^{-6}) = a \cdot [\text{espessura da camada de reforço (m)}]^b \quad (58)$$

onde:

ϵ_{vm} – extensão na camada de reforço;

as restantes variáveis têm significado idêntico às das expressões (56) e (57).

O valor de ϵ_{vm} deve ser multiplicado pelo quociente 86/132, de modo a converter-se para eixo-padrão de 80kN, visto que o valor obtido pela expressão (58) refere-se a eixo-padrão de 130kN, e também pelo coeficiente de correcção da temperatura, por fim a obter-se o valor de dimensionamento (Pais et al. 2005).

4.4.2.7. Determinação do Número de Eixos-Padrão Admissíveis

O número de eixos-padrão que a camada de reforço tem capacidade de sustentar é obtido por uma das seguintes fórmulas, dependendo do tipo de betume utilizado na mistura betuminosa:

$$ESEALs = 6,4467 \times 10^{19} \cdot [\epsilon_{vm} (1 \times 10^{-6})]^{-5,93} \quad (59)$$

$$ESEALs = 4,1245 \times 10^{19} \cdot [\epsilon_{vm} (1 \times 10^{-6})]^{-4,9761} \quad (60)$$

onde:

ESEALs – número de eixos-padrão admissíveis;

ϵ_{vm} – extensão da camada de reforço corrigida para o tipo de eixo-padrão e para o coeficiente de correcção da temperatura.

Ao multiplicar-se o número de eixos-padrão admissíveis pelo coeficiente de correcção “in-situ”, obtêm-se o número de eixos-padrão que a camada de reforço tem capacidade de sustentar até ao momento que é atingida a percentagem de fissuras adoptada no dimensionamento (Pais et al. 2005).

5. MATERIAIS

5.1. Enquadramento

Na maioria dos reforços é usual a aplicação de materiais betuminosos, geralmente betão betuminoso em camada de desgaste e macadame betuminoso em camada de regularização. No entanto, devido a aumento do tráfego em algumas vias e à redução de custos associados à conservação das vias, levaram a desenvolver novos materiais que garantissem um bom desempenho a longo prazo por fim a minimizar os custos e a prolongar o máximo possível a vida útil do pavimento.

A utilização de betumes em pavimentos deve-se às boas propriedades adesivas, mecânicas e impermeabilizantes que apresentam, garantindo um bom comportamento das misturas às acções climáticas e do tráfego.

Os betumes são materiais com um comportamento visco-elástico, com complexidade do ponto de vista reológico. Perante baixas temperaturas e períodos de carga curtos, assumem um comportamento elástico. No entanto, a temperaturas elevadas e com tempos de carga maiores, a sua elasticidade diminui, conferindo-lhes um comportamento visco-elástico (Costa 2001).

5.2. Misturas Tradicionais de Reforço

5.2.1. Misturas Betuminosas a Quente

Este tipo de material é dos mais utilizados na execução de reforço. Consiste na aplicação de uma camada de regularização em macadame betuminoso, seguida de uma aplicação de camada de desgaste. Este tipo de solução tem uma grande desvantagem, visto que para pavimentos com graves problemas estruturais conduzem a elevadas espessuras de reforço, que em muitos casos não é viável economicamente.

As misturas que identificam-se nas misturas betuminosas a quente incluem-se o macadame betuminoso, a mistura betuminosa densa e o betão betuminoso em camada de desgaste ou subjacente a esta. Estas soluções utilizam, geralmente, betumes com penetração nominal 35/50 ou 50/70.

Este tipo de misturas é fabricado em centrais betuminosas, relativamente complexas, recorrendo ao processo de produção em central contínua ou descontínua. Nas centrais contínuas as operações de mistura entre os vários materiais que constituem a mistura (agregados, filler, betume e eventuais aditivos) é efectuado no tambor destinado à secagem e aquecimento dos agregados, sendo por isso usualmente denominadas por centrais de tambor secador-misturador. No caso das centrais descontínuas, as mais utilizadas na produção de misturas betuminosas, a mistura dos vários materiais realiza-se no misturador, sendo esta a única diferença entre os dois processos de produção de misturas betuminosas (Batista 2004).

As misturas são produzidas a temperaturas entre os 150 e os 170°C, de forma a obter-se a consistência adequada para o fabrico da mistura, sendo a compactação destas realizada a temperaturas mais reduzidas na ordem dos 130 a 150°C (Antunes et al. 2005).

Estas camadas exibem módulos de deformabilidade no início da sua vida de serviço compreendidos entre 4000 e 8000MPa, para as temperaturas e tempos de carga representativos de Portugal, sendo estes valores meramente ilustrativos (Batista 2004).

As misturas aplicadas em reforço são, em geral, as mesmas aplicadas aquando da construção de pavimentos novos, onde se incluem a nível da camada de desgaste o betão betuminoso (BD) e a mistura betuminosa densa (MBD), enquanto a nível de regularização é habitual aplicar-se o macadame betuminoso (MB). No caso da BB tem-se valores da porosidade compreendidos entre 3 e 5, com percentagem de betume em massa a variar entre os 4 e 6%.

5.2.2. Misturas Betuminosas de Alto Módulo

As misturas betuminosas de alto módulo (MBAM) são idênticas às misturas betuminosas a quente, apenas diferem no tipo de betume usado, geralmente betume mais duro, de penetração nominal 10/20, conduzindo a módulos de deformabilidade mais elevados e a um melhor comportamento às deformações permanentes. Para a produção destas misturas utilizam-se o mesmo tipo de centrais betuminosas descritas nas misturas betuminosas a quente (Batista 2004).

As misturas são produzidas a temperaturas compreendidas entre os 170 e os 190°C, devido sobretudo à maior viscosidade do betume, sendo a compactação destas realizada a temperaturas na ordem dos 145 a 175°C. Estas misturas apresentam alguns inconvenientes, sobretudo devido ao facto de ser necessárias temperaturas mais elevada no fabrico e na colocação em obra, obrigando a maiores gastos energéticos e conduzindo a problemas de compactação sobretudo em tempo de frio.

Esta solução apresenta algumas vantagens, pois permite obter-se módulos de deformabilidade superiores para espessuras inferiores, comparado com as misturas betuminosas a quente, sendo a aplicação da uma solução relativamente interessante em zonas com condicionalismos de cotas, no entanto não é muito viável a sua aplicação directa sobre suportes relativamente flexíveis, com alguma irregularidade ou relativamente fendilhadas (Antunes et al. 2005).

Estas camadas podem exibir módulos de deformabilidade compreendidos entre 10000 e 15000MPa, dependendo dos vários factores, sendo no entanto os valores meramente ilustrativos. Este tipo de misturas apresenta porosidades compreendidas entre 2 a 6 e percentagens de betume na gama dos 4 a 6%. Este tipo de solução pode-se encontrar aplicada em camada de base, de regularização e em camada de desgaste (Batista 2004).

5.3. Novos Materiais

5.3.1. Misturas Betuminosas com Betumes Modificados

As misturas betuminosas com betume modificado surgem como forma de colmatar as necessidades de conferir às misturas uma menor susceptibilidade térmica e uma maior flexibilidade, traduzindo-se numa resposta mais eficaz a solicitações maiores sobre o pavimento, a uma maior resistência ao envelhecimento durante a utilização e um comportamento mais eficaz de algumas misturas betuminosas.

O betume modificado difere do betume tradicional que lhe deu origem, quer em termos de propriedades mensuráveis quer em termos da sua composição química. Só se considera betume modificado quando à alteração de propriedades, originada por reacções químicas entre o betume e o agente modificador, sendo que existem muitos materiais adicionados ao betume que apenas melhoram algumas propriedades, não interagindo quimicamente com o betume original, sendo que nestes casos não se considera betumes modificados (Costa 2001).

5.3.1.1. Misturas Betuminosas com Betumes Modificados com Borracha

Neste tipo de solução, o betume é modificado com borracha (BMB), proveniente dos pneus, por via húmida, isto é a borracha é adicionada ao betume, conduzindo a uma modificação deste.

A borracha usada na modificação é obtida através da trituração dos pneus usados, à temperatura ambiente ou a temperaturas criogénicas, temperaturas inferiores a -120°C. Os dois processos

resultam na obtenção de borracha com diversa granulometria e diferentes características (Pereira et al. 2008).

Nos betumes modificados com borracha distinguem-se 3 tipos, que dependem da percentagem de borracha adicionada ao betume, correspondendo a:

- Betumes de alta percentagem de borracha (entre 18% e 22% em relação à massa total de ligante);
- Betumes de média percentagem de borracha (entre 8 e 15%);
- Betumes de baixa percentagem de borracha (inferior a 8%).

Neste documento apenas dá-se ênfase aos betumes modificados com alta percentagem de borracha, por ser uma técnica com resultados comprovados e com misturas homologadas pelo LNEC, além da já vasta utilização em Portugal.

No fabrico do betume modificado com borracha por via húmida compreende duas fases: a adição da borracha, cerca de 20%, ao betume base (80%), previamente aquecido numa gama de temperaturas entre os 175 e os 220°C, sendo que na segunda fase compreende a interacção da borracha com o betume base, a temperatura na ordem dos 180°C, durante cerca de 45 minutos, aumentando significativamente a viscosidade do betume. Os betumes base geralmente utilizados correspondem aos betumes com penetração nominal 35/50 ou 50/70 (Antunes et al. 2005; Batista 2004).

A introdução da borracha ao betume quente, possibilita a reacção da borracha, simultaneamente absorve e fixa os maltenos, que constituem uma das fracções voláteis e aromáticas do betume. A ficção deste constituinte do betume permite obter-se um aumento significativo da resistência ao envelhecimento, comparativamente aos betumes convencionais onde os maltenos se perdem no tempo devido à acção dos raios ultravioletas.

O aumento significativo da viscosidade, cerca de 15 a 20 vezes superior aos betumes convencionais, permite a incorporação de altas percentagens deste tipo de ligante nas misturas betuminosas (8 a 10%) sem que seja posto em causa a resistência das misturas às deformações permanentes.

A utilização de betumes modificados com borracha acarta várias vantagens. A nível técnico verifica-se uma resistência à fadiga cerca de 10 vezes superior a registada na solução convencional, elevada resistência à propagação de fendas, elevada flexibilidade e aumento significativo do atrito

no contacto pneu/pavimento. Economicamente os custos de construção são superiores, devido sobretudo ao custo do betume modificado, no entanto depois de analisadas todas as questões técnicas, por exemplo menores espessuras das camadas a aplicar, e custos de manutenção inferiores, permite afirmar que o custo final é similar. A nível ambiental sobressai a redução do ruído, provocado pela interface pneu/pavimento, de cerca 5 a 10 dBA, dependendo do tipo de mistura aplicada, e sobretudo a reciclabilidade e redução do resíduo pneu (RECIPAV 2007).

O betume modificado com borracha é em regra utilizado em dois tipos de misturas, que se encontram homologadas pelo LNEC, correspondendo à mistura betuminosa rugosa (MBR-BMB) e à mistura betuminosa aberta (MBA-BMB) (Fonseca et al. 2006).

A MBR-BMB é uma mistura descontínua, com uma porosidade compreendida entre os 4,5 e 6,5%, com cerca de 8 a 9% de BMB. Esta mistura é vulgarmente utilizada em camada de base, regularização e desgaste de pavimentos, podendo ter funções estruturais e/ou funcionais, assegurando também o retardamento da propagação de fendas, relacionadas com fenómenos de fadiga e/ou retracção, dependendo da tipologia de pavimento onde está aplicada. As espessuras de aplicação desta mistura variam entre os 30 e os 60mm (Fonseca et al. 2006; FT2/04 2004).

Este tipo de misturas exhibe módulos de deformabilidade compreendidos entre 3000 e 4500 MPa, para betumes base 35/50, e 2500 a 3500 MPa para betumes base 50/70.

A MBA-BMB corresponde a uma mistura aberta, com porosidade entre 10 a 15% e com uma percentagem de BMB compreendido entre 9 a 10%. Estas misturas são aplicadas em camada de desgaste, com espessuras compreendidas entre os 20 e os 40mm, essencialmente com funções funcionais, contribuindo também para o retardamento da propagação de fendas, devido ao elevado teor de betume utilizado (Fonseca et al. 2006; FT3/04 2004).

Dependendo do tipo de betume usado na modificação, esta mistura exhibe módulos compreendidos entre 1500 e 2500 MPa e entre 1000 e 2000 MPa, para betume base 35/50 e para betume base 50/70, respectivamente.

Na Figura 59 é possível verificar o aspecto da macrotextura de uma mistura betuminosa com betume modificado com borracha.



Figura 59. Aspecto da macrotextura de uma mistura betuminosa com BMB (RECIPAV 2007)

O BMB além de ser utilizado em misturas betuminosas, também pode ser utilizado em membranas anti-propagação de fendas (SAMI-BMB), aplicadas em camadas intermédias, com a finalidade de retardar a propagação de fendas (LNEC 2006).

A produção das misturas betuminosas com BMB é realizada em centrais tradicionais adaptadas, onde é introduzido uma unidade de produção de ligante entre a cisterna de armazenamento do betume e o misturador da central. A modificação do ligante também pode ser realizada em fábrica, não sendo muito usual em Portugal (Antunes et al. 2005; Batista 2004).

As misturas são produzidas a temperaturas compreendidas entre os 175 e os 190°C, não devendo ultrapassar os 195°C, para evitar a combustão do betume, sendo a compactação destas realizadas a temperaturas superiores a 150°C (LNEC 2006).

Devido a problemas de trabalhabilidade destas misturas, a aplicação deste tipo de misturas tem diminuído. Actualmente, os betumes modificados com borracha, com uma maior utilização, compreendem as modificações que utilizem médias percentagem de borracha (8% a 15%).

5.3.1.2. Misturas Betuminosas com Betumes Modificados com Polímeros

Os betumes modificados com polímeros (PMB) têm como objectivo melhorar a elasticidade e a sensibilidade à temperatura das misturas betuminosas, traduzindo-se num aumento da resistência à fadiga, uma redução da deformação permanente e uma redução da propagação de fendas nas misturas betuminosas.

Na modificação do betume podem ser utilizados quase todos os polímeros no entanto, nem todos apresentam resultados satisfatórios. Os polímeros podem-se classificar 3 grandes grupos, quanto à sua estrutura e propriedades, em (Costa 2001):

- Termoplásticos;
- Termoendurecíveis;
- Elastómeros.

Em Portugal o polímero mais utilizado é o termoplástico, quando aquecidos tornam-se maleáveis de forma reversível, sendo possível ser moldados novamente, sendo que estes dividem-se em dois grupos: os elastómeros e os plastómeros, consoante a sua rigidez e deformabilidade. Os polímeros termoplásticos mais comuns, a título de exemplo, correspondem ao polietileno (PE) e ao polipropileno (PP).

O polímero SBS (estireno-butadieno-estireno) e o polímero EVA (acetato de vinilo de etileno), correspondendo ao polímero elastómero termoplástico e ao polímero plastómero termoplástico, respectivamente, são os dois tipos de termoplásticos normalmente utilizados na modificação do betume. A adição de SBS ao betume permite obter-se maiores flexibilidades e ductilidade a baixas temperaturas, enquanto o polímero EVA confere não confere grandes melhorias das propriedades, todavia é utilizado em países frios com o intuito de facilitar a execução de camadas betuminosas em condições de baixas temperaturas (Pestana et al. 2006; Picado-Santos et al. 2006b).

Tal como nos BMB, a modificação do betume resulta da interacção entre o betume convencional e o agente modificador, neste caso o polímero, originando betumes modificados mais duros e sólidos, com maior temperatura de amolecimento e boa coesão. O betume será escolhido em termos de penetração, pois isso influenciará a penetração do betume modificado, e também considerando a sua composição química, pois existem betumes mais adequados para a modificação com certos polímeros que outros. No entanto, o betume pode ser modificado com qualquer tipo de betume sendo que os resultados é que podem não ser otimizados conduzindo a percentagens de polímero a incorporar diferente.

A razão betume/polímero é a mais condicionante na modificação do betume, visto condicionar as propriedades finais e também o preço do produto, visto que o custo dos polímeros é relativamente superior ao do betume. Geralmente os polímeros são incorporados no betume em percentagem inferiores a 8%, visto que para percentagens superiores verifica-se uma inversão de fase, passando o betume a estar disperso em polímero (Costa 2001).

As misturas utilizadas em reforço, que integram como ligante o PMB, maioritariamente o polímero SBS, compreendem a produção de misturas betuminosas drenantes, em particular o betão betuminoso drenante (BBD), e as misturas betuminosas rugosas, em geral o betão betuminoso

rugoso (BBR) e o micro-betão betuminosos rugoso (MBBR), geralmente aplicadas em camada de desgaste, proporcionando melhores características funcionais, sobretudo a nível de aderência em tempo de chuva.

No caso dos módulos de deformabilidade para este tipo de misturas, situam-se numa gama de valores compreendida entre os 4000 MPa e os 9000 MPa.

O betão betuminoso drenante contém percentagem de betume entre 4 a 6%, e porosidades compreendidas na gama de 22 a 30 enquanto as misturas rugosas apresentam porosidade de 3 a 6 e percentagens de betume compreendidas entre 4 a 6. O betão betuminoso rugoso apresenta percentagens de betume idênticas ao material anteriormente descrito, apenas diferindo na porosidade, que neste material é muito menor, numa gama de valores de 3 a 6.

No caso das misturas betuminosa drenantes, além do significativo aumento da aderência também se verifica uma diminuição do ruído provocado pelo rolamento dos pneus, no entanto apresentam alguns problemas de manutenção, que com a passagem de tráfego e sob as acções atmosféricas vai-se colmatando os poros, apresentando características superficiais idênticas às misturas rugosas no final da vida útil.

As misturas são produzidas em centrais betuminosas a temperaturas compreendidas entre os 160 e os 180°C, de forma a obter-se a consistência adequada para o fabrico da mistura, sendo a compactação destas realizada a temperaturas na ordem dos 140 a 160°C. Durante a produção da mistura não se deve exceder os 190°C, de forma a minimizar a oxidação do betume e prevenir a degradação do próprio polímero.

Em suma, as misturas betuminosas com ligante PMB, apresentam maior durabilidade, maior flexibilidade e menor susceptibilidade às acções térmicas, conseguindo também um melhor comportamento à fadiga e/ou a resistência às deformações permanentes, comparadas com as misturas ditas tradicionais (Antunes et al. 2005; Picado-Santos et al. 2006b).

5.3.2. Misturas Betuminosas com Borracha Reciclada

As misturas betuminosas com borracha reciclada são muito parecidas com as misturas betuminosas com BMB, em termos de constituição, visto que ambas integram na sua constituição borracha proveniente da reciclagem de pneus, no entanto diferem completamente a nível de propriedades mecânicas e químicas. Esta diferença deve-se sobretudo ao processo de confecção, visto que neste tipo de misturas a borracha é adicionada pelo processo seco, isto é, a borracha é adicionada como um aditivo dos agregados, até a um máximo de 5% da quantidade de agregados.

Nestas misturas, os agregados são aquecidos e misturados com a borracha, sendo posteriormente adicionado o betume. A granulometria dos agregados é a mesma que a utilizada em misturas convencionais, misturas betuminosas a quente, sendo a interacção entre o ligante e a borracha muito pequena, mantendo-se praticamente inalteradas as propriedades.

Este tipo de material não induz grandes diferenças de comportamento, no entanto as partículas mais finas de borracha reagem parcialmente com o betume, não verificando-se qualquer melhoramento das propriedades, enquanto as partículas mais grossas corrigem o vazio deixado na curva granulométrica. Takallou e Hicks (1998) (citado em (Specht 2004)), recomendam misturas descontínuas onde a borracha entra em substituição de uma fracção de agregado.

O fabrico das misturas betuminosas com borracha efectua-se numa gama de temperaturas entre os 160 e os 180°C., sendo que a compactação é realizada a temperaturas entre os 140 a 160°C.

A utilização destas misturas não conduzem a benefícios estruturais, no entanto a nível funcional apresentam uma boa aderência e uma redução do ruído provocado pelo rolamento dos pneus, além de contribuírem significativamente para a redução do resíduo pneu, visto que estas misturas utilizam percentagens de borracha muito superiores às aplicadas nos BMB (Specht 2004).

5.3.3. Malhas Metálicas

A utilização de grelhas metálicas na perspectiva do reforço da capacidade de carga é ainda um pouco restrita, devido à fase embrionária da técnica, no entanto na perspectiva económica é bastante apreciável já que se consegue reduções das espessuras de reforço garantindo o nível de capacidade estrutural desejado.

Segundo Neves & Alves (2007) este tipo de solução, ainda um contexto de investigação científica em estudos experimentais, pode ser aplicado em camada de reforço principalmente para reduzir o aparecimento de fendilhamento e a formação de rodeiras, contribuindo também para controlar assentamentos diferenciais e para aumentar a capacidade de carga do pavimento.

O processo construtivo corrente do reforço de pavimentos é bastante simples, consiste na colocação da grelha metálica na interface definida pela camada de regularização e da camada de reforço (Figura 60), sendo que esta opção está relacionada com a perspectiva de utilização da malha de aço como elemento adicional ao reforço tradicional.



Figura 60. Colocação da malha metálica (Neves and Alves 2007)

As misturas de reforço a aplicar sobre a malha metálica compreendem qualquer das misturas betuminosas a quente, sendo normal a adopção dos materiais convencionais por motivos económicos. Este tipo de solução tem uma perspectiva económica vantajosa na medida que é conseguida uma redução da espessura das camadas betuminosas de reforço, garantindo o nível de capacidade estrutural desejado (Neves and Alves 2007).

5.3.4. Técnicas Anti-Reflexão de Fendas

A colocação de camadas betuminosas de reforço sobre camadas fendilhadas induz um novo mecanismo de ruína de pavimentos, a reflexão de fendas. A reflexão de fendas consiste na propagação das fendas existentes nas camadas mais antigas para a superfície das camadas aplicadas no reforço. Quando atingem a superfície, proporcionam a penetração de água para o interior do pavimento e consequentemente a ruína estrutural prematura.

A propagação de fendas origina-se devido a vários factores, tais como o carregamento repetitivo tráfego, as variações térmicas verificadas durante o ciclo diário e os assentamentos diferenciais normalmente verificados no solo de fundação (Minhoto 2005).

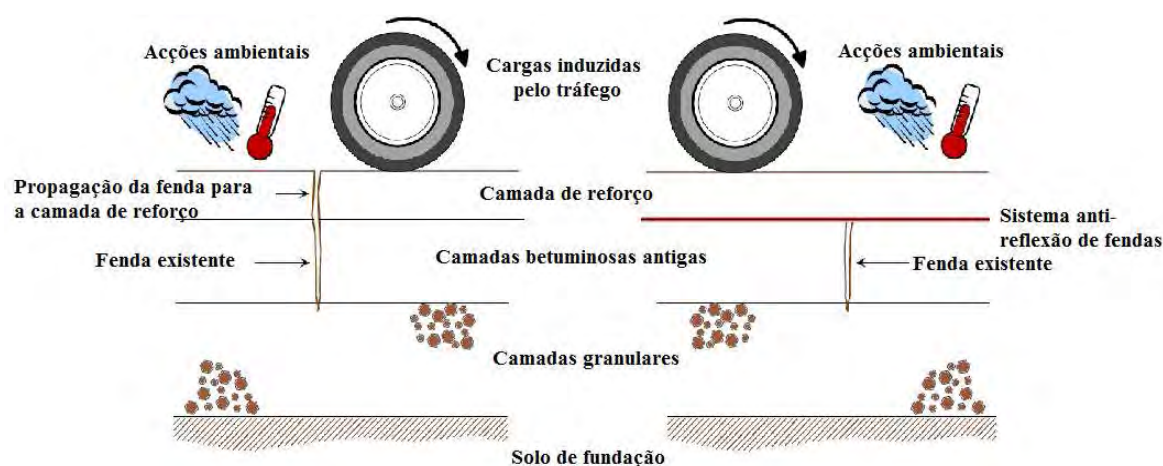


Figura 61. Mecanismo de propagação de fendas e respectivo sistema anti-reflexão de fendas (Antunes et al. 2005)

Para evitar este tipo de mecanismo, torna-se necessário recorrer a métodos que eliminem a origem das fendas, ou que condicionem ou retardem a propagação destas (Figura 61). Dentro dos métodos destinados a eliminar a origem encontra-se a fresagem das camadas fendilhadas e a reciclagem ou regeneração da camada afectada, utilizando ligantes e eventualmente corrigindo a granulometria. A reabilitação já se pode considerar como um método de reabilitação estrutural, no entanto por vezes é a única solução com viabilidade técnica e económica para eliminar as fendas (Benta 2008; Picado-Santos et al. 2006b).

As técnicas mais convencionais, que permitem retardar ou condicionar a propagação de fendas, realça-se o aumento das espessuras de reforço e a aplicação de camadas de pequena espessura, com betume modificado, denominadas de SAMI's (*Stress Absorbing Membrane Interlayer*).

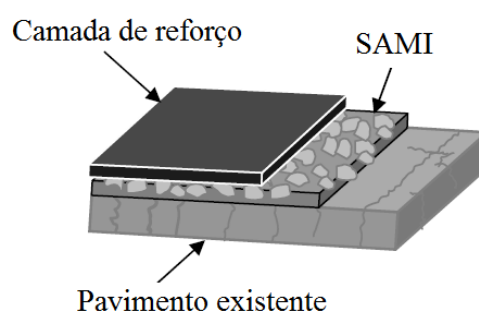


Figura 62. Esquema de aplicação do SAMI entre a camada antiga e a camada de reforço (ARTS)

O aumento das espessuras de reforço como medida a retardar a propagação de fendas pode ser eficaz, no entanto a nível económico é muito dispendioso, tornando-se uma opção com utilização em decréscimo. Os SAMI's são aplicados entre a camada antiga e a camada de reforço (Figura 62),

funcionando como uma camada de anti-propagação de fendas, com espessuras na ordem dos 2cm, sendo constituídos por uma elevada quantidade de betume modificado e agregados de pequenas dimensões (Picado-Santos et al. 2006b).

Actualmente tem surgido técnicas, cada vez mais fiáveis, que permitem retardar ou condicionar a propagação de fendas, conferindo uma durabilidade superior e um aumento da capacidade de carga dos pavimentos. Das várias técnicas salientam-se a aplicação de geotêxteis impregnados com ligante betuminoso, as geogrelhas, as malhas metálicas, a utilização de misturas betuminosas modificadas com borracha ou polímeros. Todos estes elementos têm como função principal absorver parcialmente, uns mais que outros, a concentração de tensões geradas na interface entre a camada antiga e a camada de reforço, induzidas pelo tráfego e pela temperatura (Antunes 2008; Garcez 1999).

5.3.4.1. Geotêxteis

A utilização deste material com solução anti-reflexão de fendas consiste na aplicação de uma rega abundante com emulsão betuminosa, geralmente de betume modificado, sendo posteriormente estendido o geotêxtil, ficando impregnado de betume (Figura 63). Posteriormente é aplicado a camada de reforço utilizando materiais betuminosos comuns (Antunes et al. 2008).



Figura 63. Rega de betume e aplicação do geotextil (Antunes et al. 2008)

A função do geotextil, como medida de anti-reflexão de fendas, consiste na absorção parcial das tensões de tracção concentrada na extremidade na fenda, minimizando em parte a propagação desta para as camadas sobrejacentes.

A emulsão betuminosa aplicada deve ser modificada com polímeros adequados, de forma a conferir um elevado poder de adesão. Os geotêxteis aplicados serão não tecidos, agullhados e de filamento contínuo, formados por fios de polipropileno (PP) ou poliéster (APORBET 1996; Picado-Santos et al. 2006b).

Esta solução é aconselhada apenas para superfícies perfeitamente regulares, caso se verifique uma superfície irregular, torna-se necessário executar uma camada de regularização por fim a obter-se as condições de aplicabilidade do geotextil.

Esta técnica ainda se encontra em fase de investigação, no entanto as primeiras conclusões ditam um bom comportamento à reflexão de fendas e à formação de cavados de rodeira. Uma das desvantagens deste procedimento prende-se com a falta de aderência entre a camada de reforço e a camada subjacente, principalmente na zona de passagem do tráfego (Antunes et al. 2008).

5.3.4.2. Geogrelhas

A aplicação de geogrelhas (Figura 64) conduz a benefícios no controle de reflexão de fendas, além de ser uma solução de custo reduzido. As geogrelhas são um material sintético com elevada resistência à tracção, que possuem aberturas na sua malha de forma a garantir uma boa interacção entre os materiais, funcionando o conjunto geogrelha/pavimento com elevado módulo de deformabilidade.

Tal como os geotêxteis, as geogrelhas têm como função absorver as tensões de tracção, concentradas nas extremidades das fendas, minimizando a sua propagação para camadas sobrejacentes (Téchne 2009; Vilchez 2002).



Figura 64. Aspecto da geogrelhas (Téchne 2009) e respectiva colocação em obra (Huesker 2009)

As geogrelhas além de minimizarem a propagação de fendas para as camadas sobrejacentes, aumentam significativamente a capacidade de carga do pavimento, visto resistir parcialmente aos esforços induzidos pela passagem do tráfego e à variação da temperatura, prolongando a vida útil do reforço. Este material pode ser constituído por polipropileno (PP), por polietileno (PE), por

poliéster de alta tenacidade (PET) ou por fibras de vidro, sendo os dois últimos os mais recomendado, visto que os restantes têm um mau comportamento a temperaturas superiores a 140°C, que corresponde à maioria da gama de temperaturas das misturas betuminosas (Téchne 2009).

Além de retardar a propagação de fendas, esta solução também minimiza o desenvolvimento de cavados de rodeira (Vilchez 2002).

5.3.4.3. Grelhas Metálicas

Este tipo de solução consiste na aplicação de uma grelha metálica sobre a superfície do pavimento antigo, ficando alojada entre esta camada e a camada de reforço, como é visível na Figura 65). Esta técnica é usada para resolver problemas mais severos de fendilhamento (Antunes et al. 2008; Picado-Santos et al. 2006b).



Figura 65. Exemplo da colocação da malha de aço (Antunes et al. 2008)

Este tipo de solução apresenta bom comportamento ao fendilhamento e a formação de cavados de rodeira. A utilização deste material permite espessuras menores de reforço, visto que a grelha metálica absorve parte das cargas induzidas pelo tráfego, contribuindo desta forma para a capacidade estrutural do pavimento.

Uma das desvantagens desta técnica reside na colocação da malha metálica em obra, principalmente em vias sinuosas, e o arrastamento da grelha provocado pelo equipamento de apoio aos trabalhos e de pavimentação, sendo por isso necessário fixar a grelha à superfície do pavimento (Antunes et al. 2008).

6. SIMULAÇÃO DE CENÁRIO

6.1. Identificação e Descrição do Cenário

No âmbito da dissertação, considerou-se realizar uma análise prática com alguns dos conceitos descritos anteriormente.

Para tal, considerou-se os dados obtidos numa caracterização estrutural do pavimento, efectuada numa Auto-estrada do Sul de Portugal, com dois sentidos, duas faixas de rodagem em cada sentido. Na caracterização estrutural foram realizados ensaios de carga com o deflectómetro de impacto, na rodeira externa da faixa de rodagem da direita, numa extensão de 26km aproximadamente, apenas em um dos sentidos.

A força de pico de ensaio correspondeu a 60kN, sendo que para essa força foram registadas, em cada ponto de ensaio, as respectivas deflexões, sendo também classificado o estado de fendilhamento a que se encontrava a superfície na altura da realização do ensaio.

O deflectómetro de Impacto que foi utilizado no presente estudo, corresponde ao modelo HWD Heavy Weight Deflectometer 8081, da marca DYNATEST, que tem acoplado um termómetro de infravermelhos que permite medir a temperatura da superfície do pavimento.

Tabela 26. Configuração do deflectómetro de impacto para a realização do ensaio

Diâmetro da placa (mm)	300
Força de pico de ensaio (kN)	60
Posição dos sensores em relação ao centro da placa (mm)	0 (Df1); 300 (Df2); 500 (Df3); 700 (Df4); 1000 (Df5); 1500 (Df6); 2000 (Df7)

O perfil do pavimento em estudo é definido pelos materiais descritos na Figura 66 com espessuras a variar ao longo do troço.

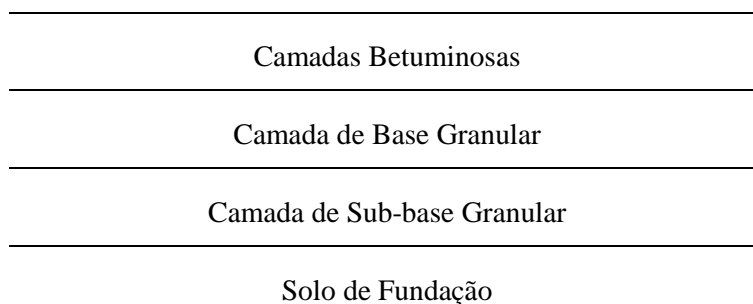


Figura 66. Perfil tipo do pavimento

As deflexões obtidas no ensaio encontram-se em anexo (Anexo II), normalizadas para uma força de 60kN. Antes de iniciar o estudo prático, procedeu-se a uma filtragem dos valores, conduzindo à eliminação das deflexões centrais inferiores a 200 micrómetros e superiores a 450 micrómetros, de forma a eliminar out-liers.

6.2. Divisão do Troço em Subsecções Homogéneas

A divisão do troço em subsecções homogéneas realizou-se recorrendo a dois métodos: o Método das somas dos desvios acumulados, preconizado pela ASSHTO, e o método preconizado pela *Dirección General de Carreteras* (DGC), tendo como objectivo definir os locais com comportamento aproximadamente uniforme.

No Método da ASSHTO a delimitação das subsecções homogéneas foi realizado recorrendo ao tratamento estatísticos denominado somas dos desvios acumulados que é preconizado pelo método. O outro método não utiliza nenhuma metodologia estatística para resolver a delimitação, apenas aconselha a utilização dos deflexões padrão limite de cada classe de tráfego, uma vez que quando ultrapassadas denotam ruína estrutural do pavimento. Em todo o caso, este método é bastante mais complicado uma vez que é necessário delimitar visualmente o padrão das deflexões, que se torna bastante moroso e de difícil análise, privilegiando-se a experiência do projectista e o bom senso.

Os gráficos que preconizam a divisão em subsecções homogéneas encontram-se em anexo (Anexo III), para ambos os métodos.

Na Tabela 27 apresentam-se o número de subsecções homogéneas obtidas em cada um dos métodos, para o mesmo troço, considerando as deflexões centrais, por outras palavras, a deflexão medida no primeiro geofone.

Tabela 27. Número de subsecções obtidas em cada um dos métodos

Método Utilizado	Número de Subsecções
Método da AASHTO	12
Método da <i>Dirrección General de Carreteras</i>	7

O número de subsecções homogêneas é relativamente inferior, principalmente devido à metodologia usada em cada um dos métodos para a delimitação e também devido a menor sensibilidade do método da DGC, aquando de pequenas variações de deflexões medidas.

De forma a tornar mais clara a divisão das várias subsecções, a tabela seguinte identifica a localização de cada subsecção obtida, para ambos os métodos utilizados.

6.3. Determinação dos Módulos de Deformabilidade

Com o intuito de não se tornar uma análise exaustiva na obtenção dos módulos de deformabilidade, visto que num dos métodos tinha-se 12 subsecções, optou-se apenas considerar 6 subsecções num método e 3 no outro, referentes ao método da ASSHTO (da zona7 à zona12) e da DGC (da zona5 à zona7), respectivamente. A zona seleccionada corresponde, aproximadamente, desde o km 221+000 até ao km 232+600.

Para a obtenção dos módulos de deformabilidade dos vários materiais constituintes do pavimento recorreu-se à retroanálise. Antes deste passo, foi necessário tratar estatisticamente as deflexões por fim a obter-se a bacia de deflexões representativa de cada subsecção.

O tratamento estatístico por ambos os métodos é maioritariamente igual, sendo a bacia de deflexões representativa obtida a partir do percentil 85%, que corresponde a uma probabilidade das deflexões serem excedidas inferior a 15%. A única diferença entre os métodos reside na correcção aconselhada pelo método da DGC para o efeito da temperatura e da humidade aquando da realização dos ensaios de carga, sendo que após esta correcção obtêm-se deflexões corrigidas para uma temperatura de referência de 20°C.

O tratamento estatístico encontra-se em anexo (Anexo IV), para ambos os métodos. A bacia de deflexões representativas de cada subsecção encontra-se na seguinte tabela:

Tabela 28. Deflexões representativas de cada subsecção obtida pelo Método da ASSHTO

Zona	Deflexão Característica (μm)						
	Df1	Df2	Df3	Df4	Df5	Df6	Df7
Z7	327,03	247,13	187,24	142,00	95,74	55,05	37,80
Z8	346,46	264,11	199,89	148,76	97,30	52,67	35,66
Z9	287,27	218,27	161,06	117,80	75,78	38,91	29,24
Z10	349,23	274,36	210,30	161,86	112,03	64,07	42,78
Z11	307,27	240,95	185,67	144,94	101,55	60,52	41,37
Z12	394,63	286,87	205,51	147,06	92,27	46,84	31,75

Tabela 29. Deflexões representativas de cada subsecção obtidas pelo Método da DGC

Zona	Deflexões Características (μm)						
	Df1	Df2	Df3	Df4	Df5	Df6	Df7
M5	344,90	268,82	205,44	157,03	107,11	60,62	40,80
M6	306,96	241,33	186,87	146,13	102,71	61,44	42,01
M7	394,63	286,87	205,51	147,06	92,27	46,84	31,75

No caso do método da DGC, considerou-se que os ensaios foram realizados na época intermédia em solos seleccionados e com boa drenagem. No caso do efeito da temperatura, calculou-se a temperatura representativa do pavimento à hora do ensaio, pela fórmula preconizada por Park (2001). Através dessa temperatura determinou-se o respectivo coeficiente corrector para misturas pouco fissuradas e com espessuras superiores a 10cm. A aplicação destes dois coeficientes visa corrigir o efeito da humidade e da temperatura nas deflexões medidas, sendo que no caso da aplicação do coeficiente de correcção da temperatura leva à obtenção das deflexões já corrigidas para uma temperatura de referência de 20°C.

Tabela 30. Deflexões representativas de cada subsecção obtidas pelo método da DGC corrigidas para o efeito da temperatura e da humidade

Zona	Deflexões Características corrigidas						
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
M5	416,90	324,94	248,33	189,81	129,47	73,27	49,32
M6	372,36	292,75	226,68	177,26	124,59	74,54	50,97
M7	466,45	339,08	242,92	173,82	109,07	55,37	37,53

Na primeira análise consta-se que as bacias de deflexões apresentam valores superiores aquando da utilização do método da DGC. Este facto deve-se principalmente à aplicação dos coeficientes de correcção da temperatura e da humidade, que aumentam significativamente os valores da bacia de deflexões. Este aumento também pode-se justificar devido ao aumento do número de pontos medidos, que pertencem à amostra de cada subsecção, logo tornando-se mais provável um valor da deflexão superior para o percentil de referência.

Para realizar a retroanálise, foi necessário recorrer os resultados das sondagens, realizadas durante a caracterização estrutural do pavimento, com a finalidade de obter-se as espessuras das várias camadas. Durante a caracterização estrutural foram efectuadas rotações na rodeira externa da via da direita, distanciadas entre si 100m. Visto que as rotações não foram realizadas depois da divisão em subsecções, para efeitos de interpretação dos resultados, considerou-se as espessuras das camadas betuminosas iguais às obtidas nas sondagens mais próximas do valor da deflexão central representativa.

A nível das camadas granulares, considerou-se as espessuras de projecto, visto tratar-se de uma estrutura relativamente recente, da qual se tinham dados de projecto.

Os coeficientes de Poisson adoptados foram de 0,35 para as camadas betuminosas e granulares presentes na camada de base e de sub-base, tendo-se considerado 0,40 para o solo de fundação.

Tabela 31. Espessuras consideradas para as zonas definidas pelo Método ASSTHO

Zona	Local representativo (km)	Espessura (mm)				
		Camada desgaste	Camada regularização	Total	Sub-base	Base
Z7	222+100	60	95	155	300	200
Z8	224+200	60	90	150	300	200
Z9	225+000	60	90	150	300	200
Z10	227+000	60	75	135	300	200
Z11	229+200	65	90	155	300	300
Z12	231+900	55	45	100	300	300

Tabela 32. Espessuras consideradas para as zonas definidas pelo Método da DGC

Zona	Local representativo (km)	Espessura (mm)				
		Camada desgaste	Camada regularização	Total	Sub-base	Base
M5	226+200	60	75	135	300	200
M6	230+500	65	90	155	300	300
M7	231+900	55	45	100	300	300

A partir da bacia de deflexões representativa de cada zona e com base nos valores obtidos nas sondagens, estabelece-se modelos de comportamento estrutural para cada subsecção definida, tendo como principal objectivo determinar os módulos de deformabilidade dos materiais que constituem várias camadas do pavimento.

A determinação dos módulos de deformabilidade das camadas do pavimento foi realizada através do programa de cálculo automático ELSYM5, que permite efectuar a análise estrutural de pavimentos constituídos por camadas elásticas, sob a acção de cargas circulares uniformes. Este processo é iterativo, com a finalidade de obter-se as deflexões de cálculo o mais próximo possível das deflexões de ensaio.

Para efeitos de cálculo considerou-se o funcionamento conjunto das duas camadas betuminosas. Quanto à fundação, não se considerou a existência a uma certa profundidade de um substrato mais rígido, como é hábito nas interpretações de resultados de ensaios de carga, sendo que esta opção recaiu sobretudo na falta de informação em relação à profundidade a que se encontra esta camada mais rígida. Todavia, a exclusão nos cálculos desta camada não tem, neste caso, influência significativa em termos de resultado.

Os módulos dos materiais, obtidos a partir da análise das deflexões realizada pelos dois métodos, encontram-se expressos nas seguintes tabelas:

Tabela 33. Módulos de Deformabilidade pelo Método ASSTHO

Zona	Módulos de Deformabilidade (MPa)			
	Mistura Betuminosas	Base	Sub-base	Fundação
Z7	6200	250	220	190
Z8	5700	220	210	190
Z9	6500	300	250	220
Z10	8500	200	190	180
Z11	7000	220	210	200
Z12	13000	210	200	180

Tabela 34. Módulos de Deformabilidade pelo Método DGC

Zona	Módulos de Deformabilidade (MPa)			
	Mistura Betuminosas	Base	Sub-base	Fundação
M5	8000	190	90	160
M6	9000	190	90	160
M7	13000	210	90	180

No caso dos módulos de deformabilidade, obtidos através da divisão do método da DGC, já se encontram corrigidos para o efeito da temperatura, sendo a correcção executada para uma temperatura de referência de 20°C.

Os cálculos recorrentes da retroanálise encontram-se em anexo (Anexo V), assim como a verificação entre as deflexões medidas e calculada.

6.4. Correção dos Módulos de Deformabilidade

Os módulos obtidos por retroanálise correspondem para as temperaturas que se verificavam na altura dos ensaios, no caso da ASSTHO. No entanto, há que ter em atenção o efeito da temperatura nos módulos de deformabilidade dos materiais, nomeadamente ao nível das camadas betuminosas, já que nas restantes é pouco significativa. De forma a quantificar este efeito, durante o ensaio de carga foram registadas as temperaturas do ar e da superfície do pavimento, com a finalidade de calcular a temperatura a que se encontrava as misturas betuminosas na altura do ensaio, recorrendo a fórmulas previsionais.

Para o cálculo da temperatura a que se encontravam as camadas betuminosas na altura do ensaio, recorre-se geralmente a fórmula previsional de Bells. No entanto, por limitação de dados, visto não se ter acesso à temperatura média do dia anterior, usou-se a preconizada por Park (2001). A temperatura representativa da camada betuminosa calcula-se a meia espessura da camada.

Para efeitos de interpretação dos resultados, considerou-se as temperaturas iguais às medidas efectuadas mais próximas, visto que não foram efectuadas medidas em todos os pontos.

Tabela 35. Temperaturas do ar e da superfície do pavimento, e respectiva hora de ensaio

Zona	Temperatura (°C)		Hora		Espessura (mm)		Temperatura Representativa (°C)
	Ar	Superfície do pavimento	Ensaio	Decimal	Total	Representativa	
Z7	18,00	22,00	14:30	14,50	155,00	77,50	17,80
Z8	19,00	23,00	15:01	15,02	150,00	75,00	19,20
Z9	19,00	23,00	15:17	15,28	150,00	75,00	19,30
Z10	18,00	20,00	15:44	15,73	135,00	67,50	17,00
Z11	17,00	20,00	16:20	16,33	155,00	77,50	16,90
Z12	17,00	20,00	16:30	16,50	100,00	50,00	18,30

Com a correcção dos módulos de deformabilidade, obtidos à temperatura representativa da mistura na hora de ensaio, pretende-se determinar o módulo de deformabilidade das misturas para a temperatura adoptada em projecto. Para tal, recorre-se à fórmula de Peattie & Ullidtz, considerando-se uma temperatura de projecto de 29°C.

Tabela 36. Módulos de deformabilidade das misturas betuminosas para a temperatura de projecto

Zona	Temperatura de projecto (°C)	E (MPa) para a temperatura de projecto
Z7	29,00	4178
Z8	29,00	4040
Z9	29,00	4629
Z10	29,00	5548
Z11	29,00	4552
Z12	29,00	8900

Após a correcção dos módulos de deformabilidade para a temperatura de projecto, verificou-se uma diminuição dos valores dos módulos, comparados com os módulos de deformabilidade obtidos por retroanálise, como era de esperar, já que as temperaturas representativas na hora de ensaio eram significativamente inferiores à de projecto.

No caso do método DGC, os módulos já se encontram corrigidos para o efeito da temperatura, no entanto a temperatura adoptada em projecto é significativamente superior, pelo que foi necessário efectuar a respectiva correcção, recorrendo neste caso à fórmula de Peattie & Ullidtz.

Tabela 37. Módulos de deformabilidade das misturas betuminosas para a temperatura de projecto

Zona	Temperatura de projecto	E (MPa) para a temperatura de projecto
M5	29,00	4830
M6	29,00	5434
M7	29,00	7849

Comparando-se os módulos de deformabilidade das misturas betuminosas obtidos pelos dois métodos, verifica-se a mesma ordem de grandeza atendendo que a divisão em subsecções homogéneas é relativamente diferente.

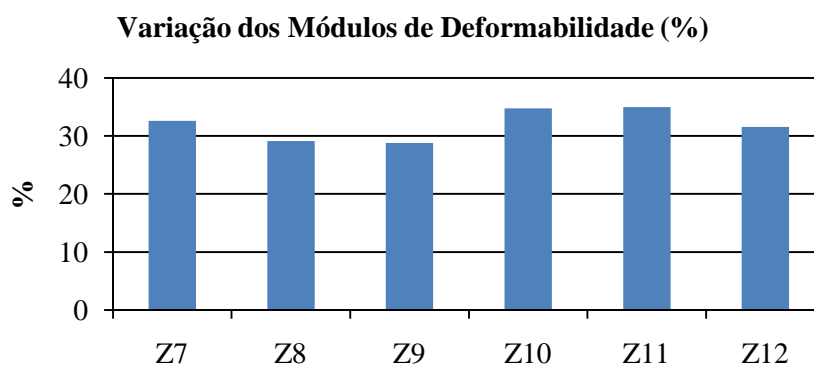


Figura 67. Redução dos módulos de deformabilidade devido à correcção do efeito da temperatura

No caso em estudo verificou-se reduções do módulo de deformabilidade da ordem dos 30% (Figura 67), acentuando-se desta forma a influência significativa da temperatura no comportamento das misturas betuminosas. No caso de se ignorar este pressuposto, a análise estrutural possivelmente será deficiente, considerando-se módulos de deformabilidade relativamente superiores aos verificados “in situ”, que originará graves problemas por exemplo na análise tensão-deformação, por outras palavras, os módulos estão bastante majorados quando comparados com a realidade.

6.5. Cálculo do Tráfego

Considerou-se um tráfego médio diário anual de pesados de 1620 veículos, com uma taxa de crescimento correspondente a 5%, sendo o projecto de reforço dimensionado para um período de 10 anos. O número de pesados para o período de dimensionamento corresponde a $7,4 \times 10^6$ veículos, que corresponde à classe de tráfego T1, segundo o MACOPAV. Uma vez definido o número de veículos pesados, foi necessário quantificar o número de eixos-padrão, dependendo do tipo de eixo-padrão definido para projecto, aplica-se o factor de agressividade correspondente para a classe de tráfego. Para tal, considerou-se o eixo-padrão de 80kN que corresponde a um factor de agressividade de 5,5 para a classe de tráfego T1, obtendo-se aproximadamente $4,1 \times 10^7$ eixos-padrão de dimensionamento.

6.6. Cálculo da Espessura de Reforço

6.6.1. Método das Espessuras Efectivas

O cálculo da espessura de reforço consiste na aplicação de factores de conversão às várias camadas que constituem o pavimento.

Com base na tabela apresentada pelo método, considerou-se um factor igual a 1 para às misturas betuminosas, visto que estas não apresentavam fendilhamento e praticamente inexistência de rodeiras. As camadas granulares, base e de sub-base, visto serem constituídas por materiais granulares de granulometria extensa optou-se por aplicar um factor de 0,2.

A partir do módulo de deformabilidade do solo de fundação, obtido por retroanálise, obteve-se, juntamente com a outra incógnita, o número de eixos-padrão de dimensionamento, a espessura da camada betuminosa necessária para a acção do tráfego, nas condições de fundação presentes ($E_{sf}=190$ MPa). A espessura de mistura betuminosa necessária corresponde a 37,5cm, sendo obtida pelo ábaco apresentado pela Asphalt Institute.

A espessura de reforço a aplicar corresponde aproximadamente a 22 cm, correspondente à subtracção entre a espessura obtida no ábaco e a espessura equivalente obtida pela aplicação dos factores de conversão.

6.6.2. Dimensionamento através do MACOPAV

O dimensionamento do reforço através do MACOPAV foi adaptado, visto que este documento não fornece estrutura para um pavimento com base granular, com fundação do tipo F4, pelo que nos cálculos considerou-se que está-se perante uma fundação do tipo F3.

Aplicando a regra em que cada 3cm de camada granular, corresponde a 1cm de misturas betuminosas obteve-se um pavimento só com misturas betuminosas de aproximadamente 39cm. Utilizando a espessura equivalente calculada no método anteriormente descrito, conclui-se que necessita-se de 23cm de reforço.

6.6.3. Procedimento da *Instrucción Carreteras*

No procedimento espanhol o cálculo da espessura de reforço é bastante simples. Para tal, baseado na classe de tráfego T1, que corresponde à mesma no método espanhol, e nas deflexões registadas

no troço em estudo, obtém-se uma espessura mínima de reforço a aplicar para as condições verificadas. Uma vez que no troço em estudo temos deflexões maioritariamente inferiores a 400 μ m, teria-se apenas uma intervenção preventiva no pavimento. No entanto, para se obter uma espessura de reforço, considerou-se que no pavimento verificava-se deflexões compreendidas entre os 400 e os 600 μ m, que para necessitaria de um espessura de 8cm de reforço para uma classe de tráfego T1.

O procedimento, no entanto, cita uma pequena verificação, em que é necessário verificar a espessura mínima total de misturas novas a aplicar, para determinada classe de tráfego, sendo que essa espessura corresponde à quantificação das misturas betuminosas antigas, que não apresentem fendilhamento, somado com a espessura de reforço adoptada. No caso de estudo, temos que é necessário, no mínimo, 25cm de espessura de misturas betuminosas novas.

As misturas betuminosas existentes no caso prático, não apresentam fendilhamento, pelo que são quantificadas multiplicando a espessura destas pelo factor 0,75, perfazendo um total de aproximadamente 11cm. Se a este valor somar-se a espessura de reforço, perfaz-se um total de 19cm de camadas betuminosas para as condições descritas, no entanto o procedimento sugere no mínimo 25cm de misturas betuminosas novas, concluindo-se assim que são necessários, no mínimo, 11cm de reforço.

6.6.4. Procedimento das Deflexões Reversíveis

O procedimento das deflexões reversíveis é um dos métodos, ainda, mais usados para o cálculo da espessura de reforço.

Este método avalia o estado de tensão-deformação dos materiais que constituem o pavimento, principalmente nas zonas ditas problemáticas, base das misturas betuminosas e topo do solo de fundação que correspondem aos critérios de ruína dos pavimentos flexíveis. A análise do estado de tensão-deformação realiza-se com o programa de cálculo automático Bisar, baseado no modelo de Burmister.

No presente estudo admitiu-se que o material a aplicar em camada de reforço corresponde ao betão betuminoso (BB), com betume tipo 50/70. O módulo de deformabilidade foram estimados recorrendo-se ao método da Shell. A temperatura de projecto corresponde a 30,2°C.

Tabela 38. Verificação dos critérios de ruína

Verificação à Fadiga						
Base misturas antigas	ϵ_t (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	Nadm (10^7)	Ndim (10^7)	Dano (85%)
	0,00009897	10,44	4040000000	5,44	4,10	75%
Verificação à Fadiga						
Base misturas novas	ϵ_t (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	Nadm (10^7)	Ndim (10^7)	Dano (85%)
	0,0000225	10,44	2526801736	20839,83	4,1	0%
Verificação Deformação Permanente						
Topo da camada de base	ϵ_z (BISAR)		Nadm (10^7)		Ndim (10^7)	Dano (85%)
	0,0002533		4,7		4,1	87%

Considerando uma espessura de 7cm de reforço com BB, verifica-se os critérios de ruína dos pavimentos flexíveis para uma fiabilidade de 85%, sendo a deformação permanente o critério mais condicionante.

6.6.5. Procedimento da Reflexão de Fendas

Este procedimento empírico-mecanicista utiliza como critério de ruína dos pavimentos o fenómeno da reflexão de fendas. Para este estudo, considerou que para um período de dimensionamento 10 anos uma percentagem de reflexão de 4% para misturas convencionais. Recorrendo à tabela de cálculo do método, considerou-se o módulo de deformabilidade para os materiais granulares o menor, visto que o método apenas quantifica uma camada granular.

Perante a “boas condições” que o pavimento ainda apresentava aquando dos ensaios de carga não foi possível determinar a espessura de misturas betuminosas modificadas com borracha. A título de exemplo para uma tráfego de projecto superior ao considerado, ter-se-ia um espessura de aproximadamente 2cm de mistura betuminosas modificada com borracha, que tecnicamente não era viável.

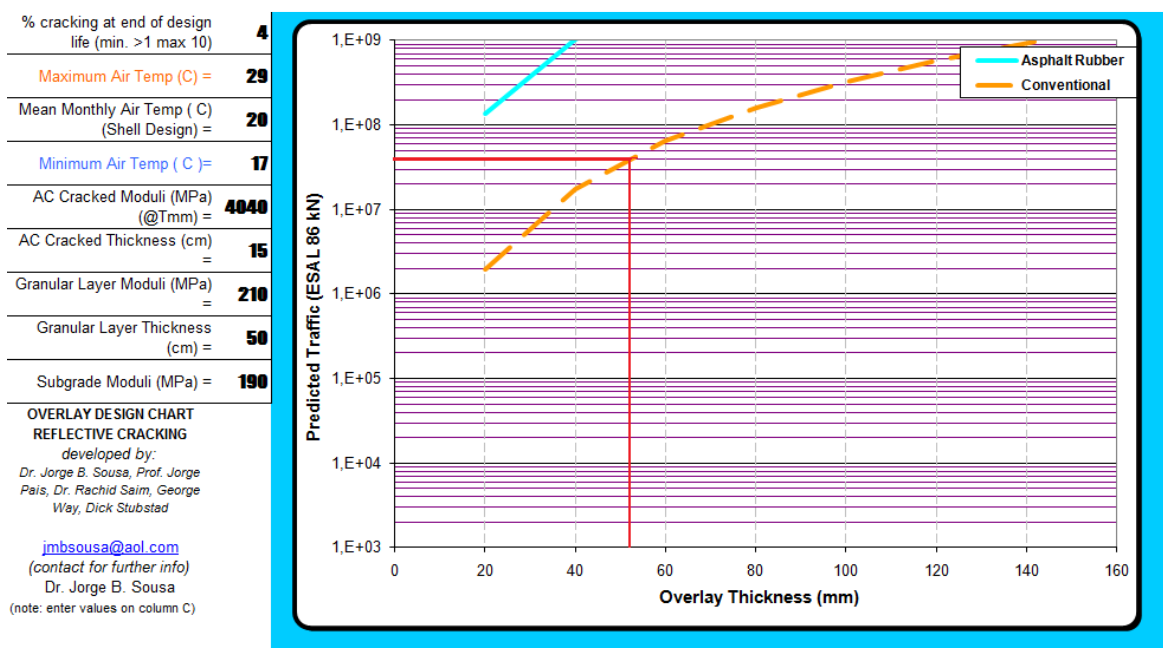


Figura 68. Dimensionamento da camada de reforço para 4% de reflexão de fendas

Com base na Figura 68, podemos afirmar que necessita-se de aproximadamente 5cm de camada de reforço, em misturas convencionais, para que não se verifique reflexão de fendas superior a 4%.

6.6.6. Análise Comparativa

Nesta análise optou-se pelo cálculo da espessura de reforço para apenas uma subsecção, sendo a escolhida a Z8. Procedeu-se ao cálculo do reforço desta subsecção recorrendo-se aos métodos expeditos e aos métodos empírico-mecanicistas.

Em suma, apresentam-se na Figura 69 as espessuras de reforço a aplicar na subsecção determinadas pelos diferentes métodos.

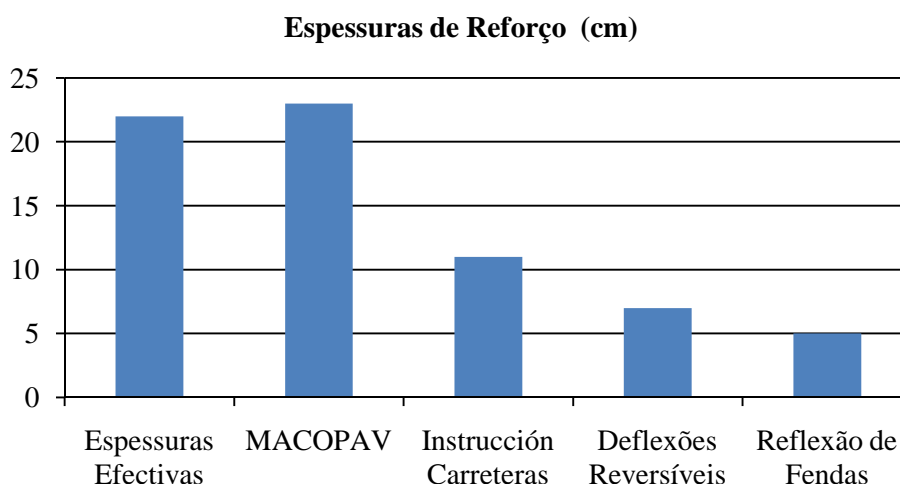


Figura 69. Espessuras de reforço obtidas para a subsecção pelos diferentes métodos

As espessuras obtidas pelos métodos expeditos são relativamente superiores ao método de referência, método baseado nas deflexões reversíveis. O método preconizado pela *Instrucción de Carreteras* aproxima-se ligeiramente das espessuras obtidas pelo método de referência, podendo desde já considerar-se um método com bastante fiabilidade para um processo expedito. Comparando-se os dois métodos empírico-mecanicistas sobressai a menor espessura obtida pelo método baseado na reflexão de fendas, no entanto o critério de ruína do pavimento adoptado pelo método centraliza-se na reflexão de fendas, que numa forma indirecta corresponde ao critério de ruína à fadiga. Esta metodologia não verifica o critério de deformação permanente, que na maioria dos casos é o critério mais condicionante.

6.7. Cálculo da Espessura de Reforço pelo Procedimento das Deflexões Reversíveis, usando Diferentes Soluções Construtivas.

No âmbito desta dissertação são mencionados materiais tradicionalmente aplicados em camadas de reforço, apresentando-se também os novos materiais, os ditos não tradicionais.

Estudou-se o reforço da subsecção Z8, baseado no procedimento das reflexões reversíveis, utilizando como materiais de reforço os tradicionais e os novos materiais. Os módulos dos materiais tradicionais foram determinados recorrendo à fórmula previsionál da Shell enquanto que os restantes materiais considerou-se os valores médios dos limites dos módulos de deformabilidade (Tabela 39) mencionados em documentos de homologação, caso dos BMB, e baseado em estudos experimentais para o caso dos PMB. A adopção de módulos de deformabilidade médios para estes materiais recaiu sobretudo na inexistência de fórmulas previsionais ou leis de fadiga apropriadas

para este tipo de materiais, já que as fórmulas preconizada pela Shell ou por Nottingham foram desenvolvidas para misturas betuminosas com betumes de destilação pura, não apresentando valores viáveis aquando da utilização de betumes modificados.

Tabela 39. Valores adoptados e respectiva metodologia de previsão dos módulos de deformabilidade

Material	Tipo de Betume	E (MPa)	ν	Metodologia adoptada
BB	50/70	2527	0,35	Fórmula previsional da Shell
MBAM	10/20	11181	0,35	Fórmula previsional da Shell
MBA-BMB	base 50/70 modificado	1500	0,35	Documentos de Homologação
MBR-BMB	base 50/70 modificado	3500	0,35	Documentos de Homologação
BBR-PMB	base 50/70 modificado	6000	0,35	Ensaaios experimentais

Para este cálculo considerou-se uma fiabilidade do dano correspondente a 85%. As verificações dos critérios de ruína dos pavimentos, a estimativa dos módulos de deformabilidade de alguns materiais e as saídas do programa BISAR encontram-se em anexo (Anexo VI).

Em primeira instância, as espessuras obtidas para cada tipo de mistura são soluções que resolvem os pressupostos de dimensionamento. A nível de espessuras (Figura 70), a mistura betuminosa de alto módulo (MBAM) é que confere menores espessuras de reforço para a subsecção em causa, como verifica-se na seguinte figura:

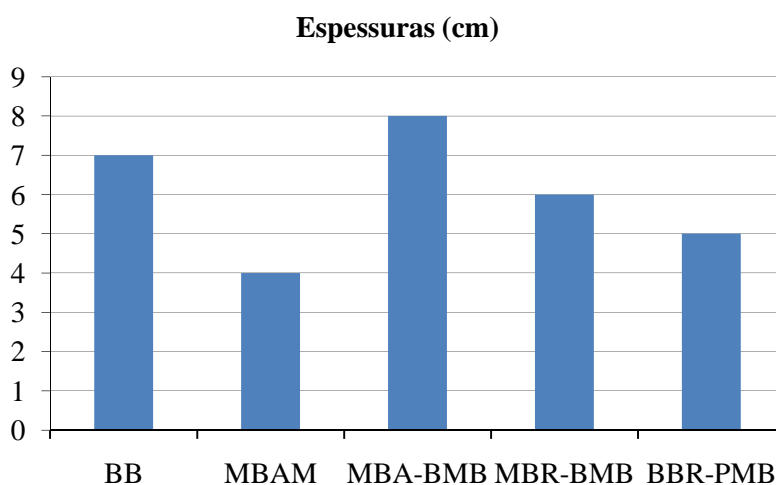


Figura 70. Espessura de reforço a aplicar na subsecção Z8 recorrendo a diferentes materiais

A diminuição da espessura de reforço resulta sobretudo do elevado módulo de deformabilidade que a mistura apresenta, todavia poderá não ser a solução mais económica e vantajosa a médio/longo prazo.

Efectuou-se também o reforço da subsecção M1, a qual integra a subsecção Z8 obtido pelo método da ASSHTO. O procedimento realizado neste cálculo de reforço foi idêntico ao anterior, tendo-se estimado pelas fórmulas previsionais da Shell os módulos de deformabilidade das misturas que utilizam betumes puros, sendo que nos restantes materiais recorreu-se a documentos de homologação e a trabalhos experimentais (Tabela 40).

Tabela 40. Valores adoptados e respectiva metodologia adoptada na previsão dos módulos de deformabilidade

Material	Tipo de Betume	E(MPa)	ν	Metodologia adoptada
BB	50/70	2497	0,35	Fórmula previsional da Shell
MBAM	10/20	11181	0,35	Fórmula previsional da Shell
MBA-BMB	base 50/70 modificado	1500	0,35	Documentos de Homologação
MBR-BMB	base 50/70 modificado	3500	0,35	Documentos de Homologação
BBR-PMB	base 50/70 modificado	6000	0,35	Ensaio experimentais

Todo o processo de dimensionamento do reforço é idêntico ao anteriormente descrito, apresentando-se as espessuras obtidas na seguinte figura:

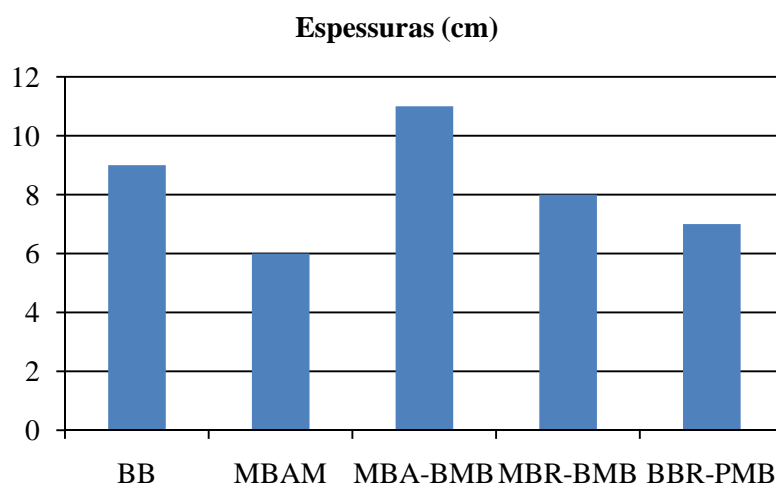


Figura 71. Espessura de reforço a aplicar na subsecção M1 recorrendo a diferentes materiais

Tal como no cálculo anterior, o material que apresenta menor espessuras é a MBAM.

Em suma, comparando as espessuras obtidas para cada material, em cada procedimento, consta-se que as espessuras de reforço são superiores aquando da utilização do método preconizado pela DGC, visto que este método é mais conservativo, aplicando coeficientes de correcção para o efeito da temperatura e sobretudo da humidade. A aplicação do coeficiente de correcção da humidade torna os valores sobretudo das camadas granulares mais conservativos, o que reflecte-se no reforço, sendo para tal necessárias maiores espessuras de reforço para qualquer dos materiais utilizados neste estudo. Esta diminuição da capacidade de suporte das camadas granulares verifica-se também na verificação dos critérios de ruína dos pavimentos. No primeiro caso, através do método da ASSTHO, o critério de ruína condicionante é a deformação permanente das misturas betuminosas a aplicar. No caso do método da DGC, o critério de ruína condicionante é a ruína por fadiga das misturas antigas, isto porque a capacidade de suporte das camadas imediatamente subjacentes, as camadas granulares, é inferior à capacidade de carga das mesmas camadas, verificada pelo método da ASSHTO. Por outras palavras, sendo a capacidade de carga das camadas granulares inferior, a base de suporte das camadas betuminosas permitirá uma maior flexão aquando da solicitação do tráfego, aumentando significativamente a tensão de tracção na base destas misturas e consequente ruína à fadiga destes materiais.

Com o objectivo de verificar qual a mistura que terá uma maior durabilidade, sem que se verifique a ruína à fadiga das misturas antigas, para de uma forma indirecta prolongar o máximo possível o início da reflexão de fendas, fez-se a análise em termos de número de eixos-padrão admissíveis para a mistura sem que se verifique o critério de ruína à fadiga das misturas novas.

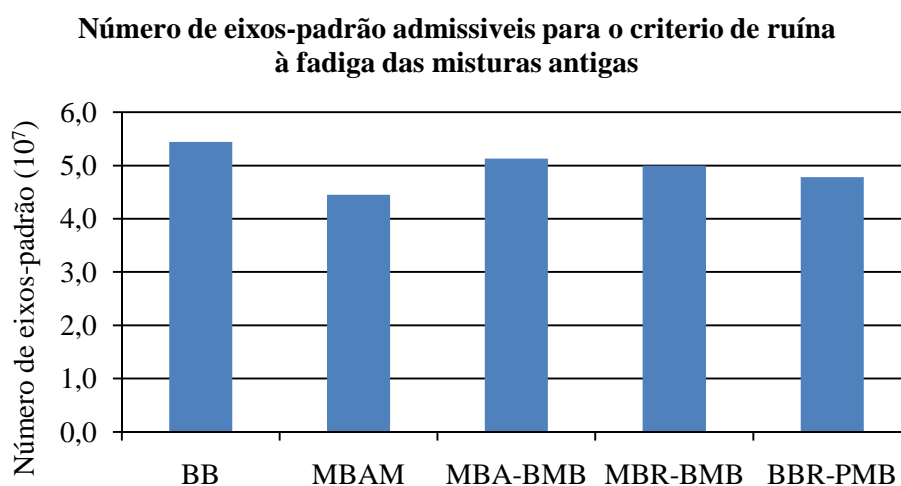


Figura 72. Número de eixos-padrão admissíveis para as misturas antigas

Após análise da Figura 72, verifica-se que a MBAM é a que admite um número inferior de eixos-padrão para que se verifique o critério à fadiga das misturas antigas. No entanto, comparando com

o critério à ruína condicionante, consta-se que quando se atinge o número de eixos-padrão admissíveis para a mistura antiga, aquando da aplicação do MBAM, já se excedeu o número de eixos-padrão admissíveis para o critério de ruína condicionante de pelo menos uma mistura (MBA-BMB). Quando ocorre ruína à fadiga das misturas antigas, já existem rodeiras na MBA-BMB, visto que foi excedido o critério de ruína à deformação permanente.

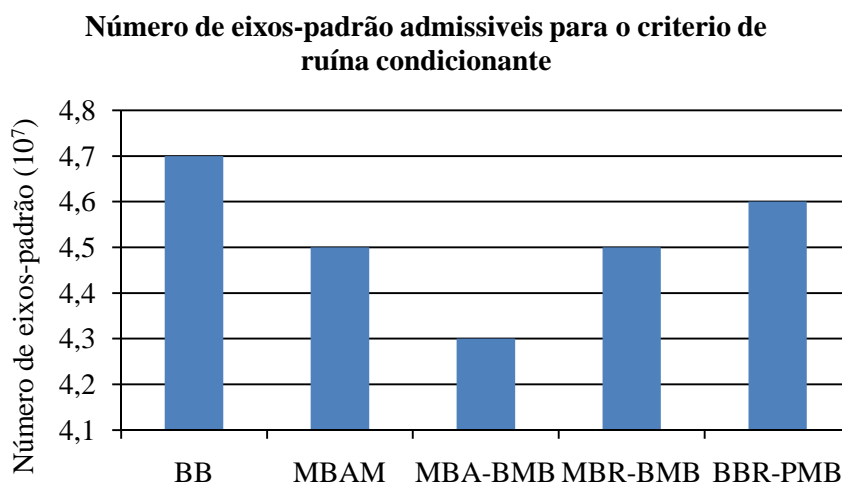


Figura 73. Número de eixos-padrão admissíveis para o critério de ruína mais condicionante

Analisando o comportamento dos materiais, usados neste estudo, ao critério de ruína à fadiga (Figura 74) e à deformação permanente (Figura 74), tomando-se como material de referência o BB.

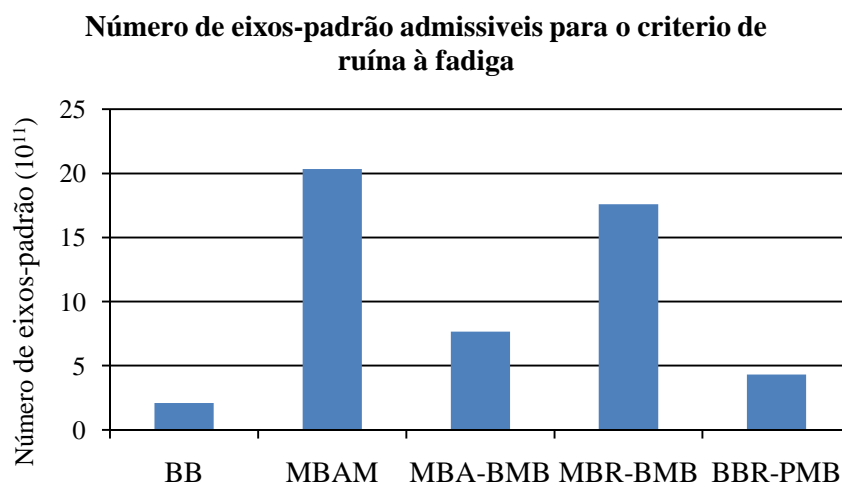


Figura 74. Número de eixos-padrão admissíveis para o critério à fadiga

Excluindo a MBAM, que apresenta uma resistência à fadiga excelente, comprova-se que os materiais que utilizam betumes modificados apresentam superior resistência à fadiga do que material de referência, aliada a espessuras inferiores, no caso da MBR-BMB e BBR-PMB.

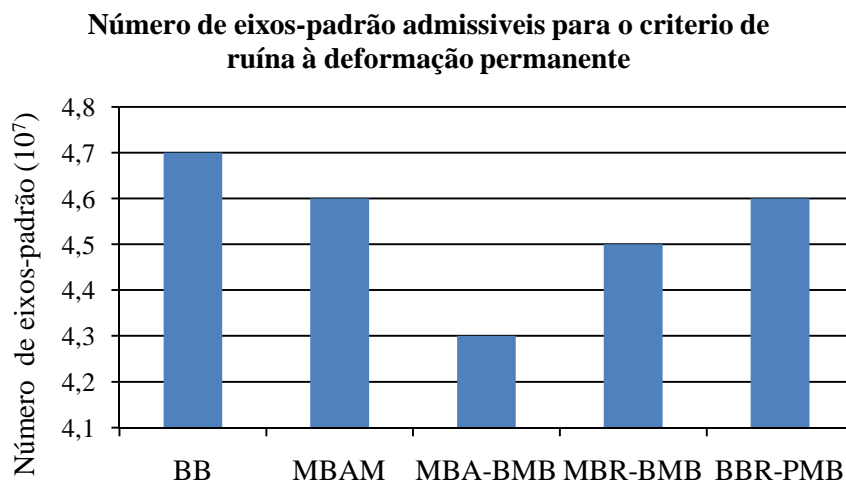


Figura 75. Número de eixos-padrão admissíveis para o critério de ruína à deformação permanente

Analisando-se o comportamento à resistência à deformação permanente (Figura 75), para as espessuras adoptadas no dimensionamento, consta-se que a mistura de referência é a que apresenta um maior número de eixos-padrão admissíveis para o critério de ruína à deformação permanente, em todo o caso também é a que apresenta maior espessura de reforço. Tomando-se apenas como comparação os materiais que utilizem betumes modificados, verifica-se que a mistura com betumes modificados com polímeros é a admite um maior número de eixos-padrão admissíveis, além de ser a que necessita de menores espessuras para verificar o dimensionamento da subsecção.

O MBA-BMB apresenta um número inferior de eixos-padrão admissíveis para o critério de ruína à deformação permanente uma vez que não é um material típico de reforço, apresentando uma grande porosidade sendo apenas aplicadas em camadas de desgaste com características drenantes.

7. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A Rede Rodoviária Nacional é extremamente importante no desenvolvimento sócio-económico e na coerência territorial do País. Como em qualquer estrutura, é essencial para o seu funcionamento a qualidade estrutural e funcional exibida por fim a assegurar a segurança, o conforto e a economia dos seus utentes. Com a proximidade da conclusão do PRN2000 e degradação acentuada da existente, os investimentos nas infra-estruturas de transporte canalizam-se, de forma mais acentuada, para a reabilitação das vias existentes.

O comportamento dos pavimentos rodoviários flexíveis, os com maior extensão no País, evolui com o passar do tempo devido sobretudo às cargas induzidas pelo tráfego pesado e pelas acções climáticas. Esta evolução manifesta-se, ao fim de um certo tempo, com o início de degradações e de patologias, que contribuem para a perda precoce da capacidade de carga da estrutura e da perda das características funcionais do pavimento. As degradações com maior impacto no comportamento do pavimento resumem-se, em regra, ao fendilhamento e às deformações permanentes, mais precisamente aos cavados de rodeiras. A interacção destas duas degradações leva ao aumento da gravidade das mesmas e ao aparecimento de novas degradações e assim interactivamente.

A obtenção das características estruturais e funcionais são importantes na gestão dos pavimentos, surgindo como indicadores da qualidade global do pavimento. Estas são obtidas recorrendo-se a procedimentos específicos que incorporam equipamentos de auscultação de pavimentos e inspecções superficiais. As deflexões, obtidas pelos equipamentos de avaliação da capacidade estrutural, traduzem o comportamento geral do pavimento, sendo por isso essenciais quer em projecto de reabilitação, quer em monitorização da Rede Rodoviária. O deflectómetro de impacto continua a ser o equipamento com maior fiabilidade e uso na determinação das deflexões dos pavimentos sobretudo devido à sua capacidade de simular aproximadamente a passagem de um veículo pesado à uma velocidade entre os 60 e os 80km/h.

A selecção da técnica de reabilitação estrutural depende dos factores técnicos, económicos e ambientais. O reforço de pavimentos ainda é uma das técnicas de reabilitação estrutural mais utilizadas, no entanto, outras técnicas têm vindo a evidenciar o seu uso perante pavimentos muito degradados e sobretudo recorrendo à reutilização dos materiais. Independentemente da técnica utilizada na reabilitação, inicialmente é necessário caracterizar o troço do pavimento em causa quanto ao seu comportamento, delimitando-o por subsecções, onde se terá um comportamento

teoricamente homogéneo. Uma das técnicas mais utilizadas nesta delimitação é a soma dos desvios acumulados, preconizada pela ASSHTO, no entanto, a evolução desta técnica conduziu a outros procedimentos, como o apresentado pela normalização Espanhola.

O dimensionamento de reforço contempla várias metodologias, sendo as expeditas maioritariamente usadas para estudos prévios, uma vez que nos cálculos não são incluídas as características dos materiais que constituem o pavimento. Estas metodologias de reforço apresentam-se já desactualizadas com a realidade actual, excluindo a preconizada pela DGC.

As metodologias de dimensionamento de reforço usadas em Portugal, e em mais países, correspondem a processos empírico-mecanicistas que avaliam o estado de tensão-deformação dos materiais em determinados pontos críticos. Este processo engloba o procedimento baseado nas deflexões reversíveis e o procedimento baseado na reflexão de fendas. O procedimento baseado nas deflexões reversíveis é um dos métodos mais usados a nível Mundial, por sua vez, o método baseado na reflexão de fendas ainda está numa fase de aceitação pelos projectistas nacionais e com limitações de uso maioritariamente a nível dos materiais usados.

Independentemente do metodologia usada, os materiais betuminosos a usar em reforço correspondem aos materiais normalmente usado na construção de pavimentos novos. Os novos materiais surgiram com o intuito de aumentar o desempenho e o comportamento das misturas aquando das solicitações do tráfego e dos agentes climáticos. Este tipo de misturas utiliza agentes modificadores, tais como borracha ou polímeros, que alteram as características químicas do betume, conferindo-lhes sobretudo maior resistência à fadiga e protegendo as partes voláteis do betume, aumentando a resistência ao envelhecimento das misturas betuminosas.

O mecanismo de reflexão de fendas contribui significativamente para a ruína precoce das camadas de reforço, sendo que o efeito pode ser retardado aquando da aplicação de técnicas de anti-reflexão de fendas e/ou com a utilização de mistura betuminosas modificadas.

O desenvolvimento desta dissertação contribuiu para a descrição das técnicas e metodologias usadas no projecto de reforço de pavimentos rodoviários flexíveis. Utilizou-se as várias técnicas disponíveis em cada fase do processo de reforço, dando uma maior relevância às técnicas disponíveis para a delimitação das subsecções homogéneas. As metodologias são praticamente idênticas, no entanto a apresentada pela DGC é mais conservativa minorando as características dos materiais, nomeadamente os módulos de deformabilidade obtidos na retroanálise. Isto reflecte-se sobretudo nos materiais granulares, devido à aplicação do coeficiente de correcção para o efeito da humidade.

Esta técnica apresenta uma condicionante na delimitação das subsecções homogéneas. A delimitação é feita visualmente, tentando-se encontrar um padrão de deflexões, que torna o método bastante moroso e difícil a análise, principalmente para vias com estruturas de materiais pouco seleccionados, sendo a experiência do projectista também condicionante. O método das somas dos desvios acumulados é de melhor compreensão e delimitação, devido sobretudo às mudanças de concavidade do gráfico, o que possibilita uma delimitação mais rápida e directa, e com menor incerteza.

O método da DGC, comparado com o das somas dos desvios acumulados apresentado pela AASHTO, apresenta uma menor sensibilidade a pequenas zonas singulares, que pode ser benéfico em zonas com deflexões inferiores à média da subsecção. Este método também ostenta a particularidade das amostras de deflexões que constituem cada subsecção apresentarem um maior número de valores, sendo por isso provável que a deflexão correspondente ao percentil adoptado no dimensionamento seja superior, contribuindo também para a minoração dos módulos de deformabilidade dos vários materiais.

Em suma, o método da ASSHTO é de melhor compreensão, devido aos resultados obtidos pelas somas dos desvios acumulados, no entanto como ficou comprovado no caso prático, conduz um maior número de subsecções e a módulos de deformabilidade dos materiais superiores, comparadas com as obtidas pelo método da DGC. O método da DGC é mais conservativo devido sobretudo à aplicação do coeficiente de correcção para o efeito da humidade, que majora as deflexões obtidas, reflectindo-se em menores módulos de deformabilidade sobretudo dos materiais granulares. A aplicação deste coeficiente é importante, uma vez que é difícil garantir na altura do ensaio de carga está-se nas condições mais desfavoráveis, por outras palavras, na época de maior humidade nas camadas granulares.

Neste estudo também ficou vincado que a utilização do método de delimitação das subsecções homogéneas preconizado pela DGC é o mais conservativo, visto que para aproximadamente a mesma secção, obtêm-se espessuras de reforço superiores, comparadas com as espessuras de reforço obtidas recorrendo à delimitação pelas somas dos desvios acumulados, independentemente do material usado. Este aumento das espessuras deve-se sobretudo à aplicação do coeficiente de correcção da humidade, que majora significativamente as deflexões medidas, consequentemente os módulos serão inferiores, principalmente os das camadas granulares. Esta diminuição dos módulos de deformabilidade dos materiais granulares reflecte-se sobretudo na diminuição da capacidade de carga do pavimento, necessitando-se de espessuras superiores de misturas betuminosas para se satisfazer os mesmos critérios de projecto.

Em suma, o método das somas dos desvios acumulados apresentado pela AASHTO é o que apresenta melhor compreensão e permite uma rápida delimitação das subsecções homogêneas. No entanto, o método da DGC apresenta bacias de deflexões mais conservativas originando espessuras de reforço superiores independentemente do material usados no reforço.

Concluindo, em estudos de reforço de pavimentos a correcta interpretação e tratamento das deflexões obtidas sobretudo pelo deflectómetro, terão bastante importância no desenrolar de todo o processo de reforço de um pavimento.

Um dos aspectos que ficou evidenciado no caso prático corresponde à consideração da temperatura. Para um correcta análise, é essencial a correcção dos módulos de deformabilidade para o efeito da temperatura, sendo que a variação de aproximadamente 10°C conduzem a uma diminuição dos módulos de deformabilidade de cerca de 30%, que é uma variação significativa para módulos de deformabilidade das misturas betuminosas, e indirectamente para as camadas granulares. A diminuição dos módulos de deformabilidade dos materiais betuminosos na estrutura do pavimento conduz a uma diminuição da capacidade de suporte destas, que por sua vez aumenta as cargas transmitidas às camadas subjacentes.

As várias metodologias de reforço conduzem a espessuras de reforço diferentes, sendo que nas expeditas o reforço é dimensionado bastante sobredimensionado, comparado com o método das deflexões reversíveis, um dos mais usados no cálculo de reforços. O entanto, verifica-se que o método preconizado pela *Instrucción de Carreteras*, apresenta valores muito próximo do método das deflexões reversíveis, devendo-se sobretudo à avaliação indirecta da estrutura do pavimento, aquando do cálculo do reforço. O método da reflexão de fendas apresenta valores da mesma ordem de grandeza que o método das deflexões reversíveis, no entanto este método apresenta umas limitações. Este método não verifica um do critério de ruína dos pavimentos mais condicionante, a ruína à deformação permanente, verificando de uma forma indirecta o critério de ruína à fadiga, a partir da limitação da percentagem de fendas reflectidas para o reforço.

Assim conclui-se que dos métodos disponíveis para o cálculo da espessura de reforço, o método baseado nas deflexões reversíveis continua a apresentar-se como o mais viável. O método da reflexão de fendas ainda apresenta uma grande lacuna, maioritariamente devido à inexistência de verificação do critério de ruína à deformação permanente. Este método também não tem uma fácil aplicação, caso não se utilize a folha de cálculo automático. Isto deve-se sobretudo à sobrecarga de cálculos para se determinar a espessura de reforço.

No caso dos métodos de reforço expeditos, o método preconizado pela *Dirección General de Carreteras*, é o que apresenta valores mais próximos do método de referência, o método das

deflexões reversíveis. Este método é realmente o método expedito de cálculo de reforço que apresenta valores válidos, devendo-se sobretudo à consideração do estado estrutural do pavimento. Os outros dois métodos expeditos podem ser usados mais para vias com pouca importância estratégica. No entanto, as espessuras de reforço a aplicar, obtidas pelos dois métodos, estão bastante sobredimensionadas, que conduz a elevadas espessuras, logo não viáveis economicamente.

A utilização de misturas betuminosas com betumes modificados apresenta vantagens sobretudo a nível de resistência à fadiga e das menores espessuras de dimensionamento de reforço. A utilização de betumes duros em misturas de reforço pode ser uma boa escolha para pavimentos que apresentem problemas de deformações permanentes consideráveis visto apresentarem um bom comportamento para este critério de ruína, com espessuras relativamente reduzidas.

A escolha do material a aplicar em camada de reforço deverá não ser apenas centrado nas espessuras e nos critérios de ruína à fadiga das misturas novas e à deformação permanente, pois em alguns casos o critério mais condicionante é a própria fadiga das misturas antigas, quando estas camadas se encontram em boas condições e sem fendilhamento aparente. A fadiga das misturas antigas contribui para o aparecimento de fendas e posterior propagação para a superfície destas. Atingindo a superfície inicia-se um dos mecanismos de degradação precoce das camadas de reforço, a reflexão de fendas.

Em suma, conclui-se que não há pavimentos iguais, cada pavimento tem o seu comportamento e as suas características mecânicas, sendo que uma solução de reforço ótima para um determinado pavimento, pode não ser a mais aconselhada para outro tipo de pavimento com características mecânicas e solicitações diferentes.

Com base no desenvolvimento desta dissertação conclui-se que a análise dos pavimentos e de todas as metodologias e processos requerem um critério fundamental, a experiência.

Em estudos futuros, com base no desenvolvimento deste tema, seria interessante:

- Desenvolvimento de metodologias expeditas de cálculo do reforço baseadas nas deflexões medidas pelos equipamentos de avaliação da capacidade de carga;
- Desenvolvimento de leis de fadiga próprias para as várias misturas betuminosas, principalmente para as modificadas;
- Analisar a fiabilidade do método expedito de cálculo de reforço, preconizado pela *Dirección General de Carreteras*, ao caso Português;

- Normalização do dimensionamento de camadas de reforço de pavimentos rodoviários flexíveis.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AASHTO. (1993). "AASHTO Guide for Design of Pavement Structures." American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington D. C., USA.
- Alves, T. (2007). "Metodologias da Auscultação de Pavimentos Rodoviários." Dissertação para obtenção de grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Antunes, L. (2008). "Reforço de Pavimentos Rodoviários com Geossintéticos ", Dissertação de Mestrado em Geotécnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasil.
- Antunes, M. (1993). "Avaliação da Capacidade de Carga de Pavimentos Utilizando Ensaio Dinâmicos." Tese de Doutoramento, Lisboa.
- Antunes, M. (1994). "Avaliação da Capacidade de Carga de Pavimentos Utilizando Ensaio Dinâmicos." Tese de Doutoramento, Lisboa.
- Antunes, M., Batista, F., Fontul, S., and Domingos, P. (2005). "Conservação e Reabilitação de Pavimentos Rodoviário." Apontamentos do curso de formação promovido pelo Fundec - LNEC, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Antunes, M., Fontul, S., and Pinelo, A. (2008). "Comportamento de Técnicas Anti-Reflexão de Fendas Aplicadas no Reforço de Pavimentos Flexíveis." *V Congresso Rodoviário Português, Estoril, Lisboa* p.1-13.
- APORBET. (1996). "Misturas Betuminosas: Contribuição para a Normalização do Fabrico e da Aplicação ", Associação Portuguesa de Fabricantes de Misturas Betuminosas, Parte 1: Materiais e Tipos de Misturas, Lisboa.
- ARTS. "Stress Absorbing Membrane Interlayer (SAMI)." Asphalt Rubber Technology Service, Clemson University, South Carolina, USA, <http://www.ces.clemson.edu/arts/SAMI.pdf>.
- Baptista, A. (2006). "Misturas Betuminosas Recicladas a Quente em Central - Contribuição para o seu Estudo e Aplicação ", Dissertação para Obtenção do Grau de Doutor em Engenharia Civil em Urbanismo, Ordenamento do Território e Transportes, Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Batista, F. (2004). "Novas Técnicas de Reabilitação de Pavimentos - Misturas Betuminosas Densas a Frio." Dissertação elaborada para obtenção do grau de Doutor em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, Porto, 495p.
- Batista, F., Antunes, M., and Fonseca, P. (2006). "Desempenho de Misturas Betuminosas com BMB Aplicadas em Portugal ", IV Congresso Rodoviário Português, Estoril, Lisboa, p.1-10.
- Benta, A. (2008). "Apontamentos das Aulas de Conservação e Reabilitação de Pavimentos." Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro.
- Benta, A. A., Picado-Santos, L., and Macedo, J. M. (2008). "Reabilitação de um Pavimento Flexível: Observação do Estado Superficial, Avaliação da Capacidade Estrutural e Soluções de Reforço." Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Aveiro, Aveiro.
- Bernucci, L. B., Mota, L. M. G., Ceratti, J. A. P., and Soares, J. B. (2006). "Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros." Rio de Janeiro, Brasil, 475p.

- Bernucci, L. B., Mota, L. M. G., Ceratti, J. A. P., and Soares, J. B. (2008). "Pavimentação Asfáltica." A. Petrobras, ed., Rio de Janeiro, Brasil, Capítulos 10 e 11, p. 441-496.
- Carreteras, D. G. d. (2002). "Norma 6.3-IC "Rehabilitación de Firmes"." Ministerio de Fomento, Secretaría de Estado de Infraestructuras, Dirección General de Carreteras, Madrid, Espanha.
- CM. (2009). "Construção Magazine." Revista Técnico-Científica Engenharia Civil n.º 29, Porto, 60 p.
- Costa, H. (2008). "Análise de Custos de Ciclo de Vida Relativa a Pavimentos Rodoviários Flexíveis " Dissertação para Obtenção de Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- Costa, R. (2001). "Conhecer os Betumes Modificados." Coordenação Técnica de Betumes - Petrogal, S.A. - Galp Energia, <http://www.galpenergia.com/Galp+Energia/Portugues/academia+energi>.
- DNIT. (2006). "Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos - 2. ed." I. P. Rodoviárias, ed., Departamento de Infra-Estruturas de Transportes, Rio de Janeiro, Brasil.
- Domingos, P. (2007). "Reforço de Pavimentos Rígidos: Modelação do Comportamento Estrutural." Dissertação para Obtenção do Grau de Mestre em Transportes, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa.
- EP-JAE. (1995). "Manual de Conceção de Pavimentos para a Rede Rodoviária Nacional - MACOPAV." EP - Estradas de Portugal S.A., Lisboa.
- EP-JAE. (2007). "Manual da Utilização da Aplicação - Histórico das Intervenções." Gestão da Conservação, Gabinete de Gestão da Rede, EP - Estradas de Portugal S.A., Lisboa.
- EP-JAE. (2008). "Catálogo de Degradações dos Pavimentos Rodoviários." Volume 1: Projecto de Reabilitação, Gabinete de Gestão da Rede, EP - Estradas de Portugal S.A., Lisboa, 71p.
- EP-JAE. (2009). "Caderno de Encargos - Pavimentação, Características dos Materiais." Volume V:03 - Pavimentação - Capítulo 14.03, EP - Estradas de Portugal S.A., Lisboa, 120p.
- Ferreira, A., and Picado-Santos, L. (2007). "Gestão da Qualidade das Redes Rodoviárias " Indenium n.º98, Revista Ingenium, Ordem dos Engenheiros.
- Fonseca, P., Antunes, M., and Batista, F. (2006). "A Homologação de Misturas Betuminosas com Betumes Modificados com Borracha." Estrada 2006 - IV Congresso Rodoviário Português, Lisboa.
- Fontul, S. (2004). "Structural Evaluation of Flexible Pavements Using Non-Destructive Tests," Tese de Doutoramento, Lisboa.
- FP2. (2001). "Foundation for Pavement Preservation, Pavement Preservation Today." Vol.2, nº1, Summer 2001, Austin, Texas, United States of America (USA).
- Freitas, E. (2004). "Contribuição para o Desenvolvimento de Modelos de Comportamento dos Pavimentos Rodoviários Flexíveis - Fendilhamento com Origem na Superfície." Tese de Doutoramento, Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho, Guimarães
- FT2/04. (2004). "Ficha Técnica 2/04 - MBR-BMB." RECIPAV, Lisboa.
- FT3/04. (2004). "Ficha Técnica 3/04 - MBA-BMB." RECIPAV, Lisboa.
- Garcez, G. (1999). "Aplicação de Geossintéticos como Reforço de Base em Obras Viárias." Tese de dissertação, Campo Montenegro, São José dos Campos, São Paulo, Brasil.
- Geocisa. (2002). "Non-destructive Testing - GERPHO Vehicle." Madrid, Spain, <http://www.geocisacarreteras.com/ingles/pdfs/10.20.50i.pdf>.
- Geocisa. (2007). "Auscultación: Vehículo SCRIM con Texturómetro." Madrid, Spain, <http://www.geocisacarreteras.com/pdfs/10.20.70.pdf>.
- Huesker. (2009). "Refuerzo de Asfaltos." Espanha, <http://www.huesker.es/story.php?id=26>.

- InIR. (2009). "Construção e Reabilitação de Pavimentos - Indicadores de Estado de Conservação dos Pavimentos." Disposições Normativas - Documento Base, Instituto de Infra-Estruturas Rodoviárias IP, Lisboa.
- Jacinto, M. (2003). "Caracterização Estrutural de Pavimentos." Dissertação para Obtenção de Mestre em Vias de Comunicação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Jacinto, M., Ribeiro, J., and Azevedo, C. (2006). "Caracterização Estrutural de Pavimentos Rodoviários - Correlação entre a Deflexão Máxima e a Espessura de Reforço." Trabalho V-024, V Jornadas Luso-Brasileiras de Pavimentos: Políticas e Tecnologias, Recife, Pernambuco, Brasil.
- Kreamer, C., Pardillo, J. M., Rocci, S., Romana, M., Blanco, V., and Val, M. d. (2004). "Ingeniería de Carreteras - Volumen 2." M. Hill, ed., Madrid, Espanha.
- LNEC. (2005). "Observação do Comportamento de Trechos Piloto em Pavimentos Flexíveis inseridos na Rede Rodoviária Nacional de 1992 a 1999." Relatório 162/05, Núcleo de Infra-Estruturas, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- LNEC. (2006). "Documento de Aplicação: MBA - BMB Misturas Betuminosas para Pavimentos Rodoviários e Aeroportuários ", Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.
- Medina, J., and Motta, L. (2005). "Mecânica dos Pavimentos." 2.^a Edição, Rio de Janeiro, Brasil, 574p.
- Minhoto, M. (2005). "Consideração da Temperatura no Comportamento à Reflexão de Fendas dos Reforços de Pavimentos Rodoviários Flexíveis." Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Braga.
- Neves, J. (2001). "Contribuição para a Modelação do Comportamento Estrutural de Pavimentos Rodoviários Flexíveis." Tese de Doutoramento, Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Neves, J. (2007). "Apontamentos de apoio à Disciplina de Construção e Manutenção de Infra-Estruturas de Transporte." Instituto Superior Técnico, Lisboa, https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/108677/1/CMIT_Problema2_Acetatos.pdf.
- Neves, J., and Alves, A. (2007). "Influência do Reforço de Misturas Betuminosas com Malhas de Aço no Comportamento Estrutural de Pavimentos ".
- Oda, S. (2003). "Relação entre a Manutenção e Reabilitação de Pavimentos e os Sistemas de Gerência." http://www.dec.uem.br/docentes/sodaLSZ_Cap_2.pdf.
- Pais, J., and Pereira, P. (2000). "Um Novo Método de Dimensionamento de Reforços de Pavimentos Flexíveis Considerando a Reflexão de Fendas " Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Braga, Revista Engenharia Civil n.º8, p.53-64.
- Pais, J., Sousa, J., and Way, G. (2005). "A Mechanistic-Empirical Based Overlay Design Method for Reflective Cracking." https://repositorium.sdum.uminho.pt/bitstream/1822/4955/1/Sousa_RI_2005.pdf.
- Pereira, P., Fontes, L., Trichês, G., and Pais, J. (2008). "A Influência da Origem do Betume no Desempenho de Misturas Betuminosas com Betume Modificado com Borracha." Estrada 2008 - V Congresso Rodoviário Nacional, Lisboa.
- Pereira, P., and Miranda, C. (1999). "Gestão da Conservação dos Pavimentos Rodoviários." Universidade de Braga. Braga.
- Pereira, P., Pais, J., Freitas, E., Silva, H., and Oliveira, J. (2007). "A Reabilitação da Rede Rodoviária no Século XXI - A Contribuição da Inovação para uma Visão Global da Reabilitação Rodoviária." Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Braga, Revista Engenharia Civil n.º27, p.19-36.

- Pestana, C., Pereira, P., Pais, J., and Pereira, P. (2006). "Reabilitação de Pavimentos Utilizando Misturas Betuminosas com Betumes Modificados." Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Braga, Revista Engenharia Civil n.º 26, p.17-28.
- Picado-Santos, L., Ferreira, A., and Pereira, P. (2006a). "Estruturação de um Sistema de Gestão de Pavimentos para uma Rede Rodoviária de Carácter Nacional." Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Braga, Revista Engenharia Civil n.º26, p.45-49.
- Picado-Santos, L., Pereira, P., and Branco, F. (2006b). "Pavimentos Rodoviários." Edições Almedina, Coimbra, 388p.
- Pinelo, A. (1993). "Programa de Investigação em Pavimentos Rodoviários " Relatório para Obtenção do Título de Investigador Coordenador, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, LNEC, Lisboa.
- Pinto, J. (2003). "Caracterização Superficial de Pavimentos Rodoviários." Dissertação para obtenção do grau de Mestre em Vias de Comunicação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- PTC. (2005). "Interactive Training Guides - Pavement Tools Consortium." University of Washington, Seattle, Washington, United States of America, <http://training.ce.washington.edu/>.
- RECIPAV. (2007). "A Utilização do Betume Modificado com Borracha Reciclada de Pneus em Portugal." Lisboa.
- Roe, P. (2008). "Evaluation of the Surface Characteristics of Pavements - Development of skid resistance standards in the United Kingdom." Apresentação do seminário: Avaliação das Características de Superfície dos Pavimentos Universidade do Minho, Guimarães.
- SACR. (2004). "Deflectographe Lacroix - Documentation." France, http://www.sacr.ch/fr/pdfs/Resu_2008_LACROIX.pdf.
- SACR. (2007). "Relevés Visuels à Grand Rendement avec le Systeme GERPHO - Societe d'Analyses et Controles Routiers." France.
- Sanchez. (2004). "Structural Road Monitoring with Curviameter." 1 st European Road Congress, Lisbon.
- SHRP. (1993). "Manual for FWD Testing in the Long- Term Pavement Performance Program." Strategic Highway Research Program (SHRP), National Research Council, Washington DC, United States of America.
- Simões, J., and Cunha, M. (2006). "Avaliação das Condições Estruturais de Pavimentos através do Deflectómetro de Impacto." Tradução do Conteúdos da Dynatest, Aveiro.
- Sina. (2009). "Tecnologie non distruttive - Curviameter." Milano, Italia, <http://www.sina.co.it/main.asp?sezione=10&lingua=ita&soc=sineco&pag=menu&fam=Prodotti%20e%20Servizi&livello=1>.
- Specht, L. (2004). "Avaliação de Misturas Asfálticas com Incorporação de Borracha Reciclada de Pneus." Tese para obtenção de Doutor em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande Sul, Porto Alegre, Brasil.
- Téchne. (2009). "Reforço de Pavimentos com Geogrelhas." Brasil, <http://www.revistatechne.com.br/engenharia-civil/114/imprime29179.asp>.
- Vilchez, G. (2002). "Contribuição para a Elaboração de Métodos de Projecto de Restauração de Pavimentos Asfálticos utilizando Geossintéticos em Sistema Anti-Reflexão de Trincas." Tese de Pós-Graduação, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São Paulo, Brasil.
- Yoder, E., and Witczak, M. (1975). "Principles of Pavement Design." 2 Edition, New York, United of States of America, 736p.

ANEXOS

Anexo I: Temperaturas de Serviço

Anexo II: Pressupostos de Projecto

Anexo III: Definição das Subsecções Homogéneas

Anexo IV: Tratamento Estatístico e Cálculos Efectuados

Anexo V: Retroanálise

Anexo VI: Tabelas de Dimensionamento

Anexo I

Valores da Temperatura de Serviço

Valores da Temperatura de Serviço (°C) para as localizações listadas, representativas duma vida útil de 20 anos, para os grupos de tráfego e para a classe de fundação “F2”, definidos no MACOPAV (Baptista 1999) (citado em (Picado-Santos et al. 2006b))

Localização	T6	T5	T4	T3	T2	T1
Bragança	26,4	27,3	26,9	26,5	26,7	26,4
Viana do Castelo	26,0	26,6	26,3	26,0	26,1	26,0
Chaves	27,2	28,0	27,5	27,0	27,1	26,8
Braga	26,6	27,3	26,9	26,5	26,6	26,4
Mirandela	28,8	29,5	28,7	28,3	28,2	27,2
Miranda do Douro	26,8	27,6	27,2	26,8	26,9	26,7
Vila Real	27,0	27,7	27,3	26,9	27,0	26,8
Porto - Pedras Rubras	25,0	25,6	25,4	25,3	25,1	25,2
S. Bárbara	29,4	30,0	29,3	29,3	28,9	28,5
Porto-S.Pilar	25,5	26,1	25,9	25,6	25,5	25,6
Bigorne	23,6	24,4	24,3	24,3	24,2	24,1
F. Castelo Rodrigo	27,1	27,8	27,5	27,0	27,1	26,8
Viseu	27,1	27,8	27,4	26,9	27,0	26,7
S. Jacinto	24,4	24,8	24,8	24,7	24,6	24,7
Caramulo	24,6	25,3	25,2	25,0	24,9	25,0
Guarda	23,8	24,6	24,5	24,4	24,3	24,4
Mira	25,5	26,0	25,8	25,5	25,4	25,5
Coimbra	27,5	28,2	27,7	27,3	27,4	27,1
Montemor-o-Velho	26,1	26,7	26,4	26,1	26,2	26,0
Fundão	28,0	28,7	28,2	27,7	27,8	27,6
Castelo Branco	29,2	29,8	29,2	29,1	28,7	28,3
Alcobaça	26,3	26,9	26,5	26,3	26,4	26,2
Tancos	28,5	29,1	28,6	28,0	28,1	27,8
Cabo Carvoeiro	24,1	24,5	24,5	24,4	24,3	24,4
Portalegre	27,8	28,6	28,0	27,6	27,7	27,5
Santarém	28,4	28,9	28,4	27,9	28,0	27,6
Ota	27,8	28,5	27,9	27,4	27,5	27,3
Mora	28,9	29,6	28,8	28,9	28,3	28,1
Elvas	29,9	30,5	29,5	29,7	29,0	28,8
Cabo da Roca	23,9	24,3	24,3	24,3	24,2	24,2
Lisboa	27,5	28,2	27,6	27,4	27,4	27,2
Évora	28,3	28,9	28,4	27,9	28,0	27,6
Setúbal	28,0	28,5	28,0	27,5	27,6	27,5
Sesimbra	26,6	27,2	26,9	26,5	26,7	26,5
Beja	29,5	30,1	29,4	29,4	28,9	28,5
Sines	24,7	25,1	25,0	24,9	24,9	24,9
Zambujeira	25,9	26,4	26,1	25,9	25,7	25,9
V. Real S. António	29,0	29,5	28,8	28,9	28,3	28,1
Praia de Rocha	27,5	28,2	27,6	27,4	27,4	27,2
Faro	28,3	28,8	28,3	27,9	27,9	27,6

Valores da Temperatura de Serviço (°C) para as localizações listadas, representativas duma vida útil de 20 anos, para os grupos de tráfego e para a classe de fundação “F3”, definidos no MACOPAV (Baptista 1999) (citado em (Picado-Santos et al. 2006b))

Localização	T6	T5	T4	T3	T2	T1
Bragança	25,0	25,8	26,7	26,6	26,4	26,1
Viana do Castelo	25,2	25,5	26,2	26,1	25,9	25,8
Chaves	25,9	26,6	27,5	27,3	26,9	26,7
Braga	25,6	26,0	26,9	26,7	26,5	26,2
Mirandela	27,7	28,0	28,9	28,7	28,2	28,0
Miranda do Douro	25,3	26,1	27,1	26,9	26,7	26,4
Vila Real	25,7	26,3	27,3	27,1	26,7	26,0
Porto - Pedras. Rubras	24,3	24,6	25,2	25,2	25,1	25,0
S. Bárbara	28,6	28,7	29,7	29,2	28,9	28,5
Porto-S.Pilar	24,7	25,1	25,7	25,7	25,5	25,4
Bigorne	22,1	23,0	23,1	23,8	23,8	23,8
F. Castelo Rodrigo	25,6	26,4	27,4	27,2	26,8	26,6
Viseu	25,8	26,4	27,4	27,2	26,8	26,6
S. Jacinto	23,7	24,0	24,0	24,5	24,5	24,4
Caramulo	23,4	24,0	24,0	24,8	24,7	24,7
Guarda	22,1	23,1	23,2	24,0	24,0	24,0
Mira	24,7	25,0	25,6	25,6	25,4	25,3
Coimbra	27,0	27,1	27,9	27,6	27,3	27,0
Montemor-o-Velho	25,4	25,7	26,3	26,2	26,0	25,9
Fundão	27,0	27,3	28,3	28,0	27,7	27,4
Castelo Branco	28,3	28,6	29,4	29,0	28,7	28,3
Alcobaça	25,5	25,8	26,6	26,4	26,2	26,0
Tancos	27,8	27,9	28,8	28,5	28,0	27,8
Cabo Carvoeiro	23,5	23,7	23,7	24,2	24,2	24,1
Portalegre	26,9	27,2	28,1	27,8	27,6	27,3
Santarém	27,7	27,8	28,7	28,3	27,8	27,7
Ota	27,2	27,3	28,1	27,8	27,5	27,2
Mora	28,1	28,2	29,1	28,7	28,3	28,0
Elvas	29,0	29,1	30,1	29,6	29,0	28,9
Cabo da Roca	23,4	23,6	23,6	24,0	24,0	24,0
Lisboa	27,1	27,1	27,8	27,6	27,3	27,1
Évora	27,5	27,7	28,6	28,3	27,8	27,7
Setúbal	27,4	27,5	28,3	27,9	27,6	27,4
Sesimbra	25,8	26,1	26,9	26,7	26,5	26,3
Beja	28,7	28,8	29,8	29,3	28,9	28,6
Sines	24,2	24,4	24,3	24,8	24,7	24,7
Zambujeira	25,2	25,5	26,1	26,0	25,8	25,7
V. Real S. António	28,4	28,5	29,2	28,7	28,4	28,1
Praia de Rocha	27,1	27,1	27,8	27,5	27,3	27,1
Faro	27,8	27,8	25,6	28,3	27,8	27,7

Anexo II

Valores das Deflexões Normalizadas;

Temperatura medidas do Ar e do Pavimento;

Resultados dos Ensaios à Rotação

Valores das deflexões normalizadas para uma força de 60kN

Distância (m)	Deflexões (μm)							C. fendilhamento	T.F A/E
	DF1	DF2	DF3	DF4	DF5	DF6	DF7		
209+500	324	245	181	130	76	35	24	1	A
209+600	265	211	163	123	77	37	22	1	A
209+700	240	188	145	108	65	23	8	1	A
209+800	348	263	192	133	79	36	24	1	A
209+900	330	248	182	130	81	45	33	1	A
210+000	326	254	191	140	87	44	31	1	A
210+100	287	226	174	133	86	45	31	1	A
210+200	255	206	161	122	81	41	25	1	A
210+300	218	168	128	98	62	28	12	1	A
210+400	300	233	173	127	75	31	15	1	A
210+500	304	236	180	133	84	45	27	1	A
210+600	259	204	157	116	72	29	14	1	A
210+700	262	201	148	105	58	19	8	1	A
210+800	262	202	154	112	67	27	14	1	A
210+900	350	253	180	123	67	26	15	1	A
211+000	300	228	170	123	72	32	18	1	A
211+100	280	217	167	125	81	40	26	1	A
211+200	234	182	139	104	67	34	21	1	A
211+300	283	222	169	124	77	37	22	1	A
211+400	287	222	167	121	75	35	21	1	A
211+500	211	170	133	100	66	33	21	1	A
211+600	257	197	147	104	60	22	8	1	A
211+900	212	134	81	43	12	0	0	1	E
212+000	209	146	98	62	29	6	2	1	E
212+200	300	189	124	77	34	6	2	1	A
212+400	238	185	143	108	70	36	23	1	A
212+500	270	206	154	114	73	40	27	1	A
212+600	316	244	184	132	82	39	26	1	A
212+700	382	261	177	118	67	34	24	1	A
212+800	278	217	165	122	77	39	26	1	A
212+900	282	220	167	124	78	39	23	1	A
213+000	407	284	199	137	85	46	33	1	A
213+100	290	218	160	115	73	38	26	1	A
213+200	286	226	178	140	99	63	43	1	A
213+300	298	237	183	136	87	41	24	1	A
213+400	249	190	143	105	68	38	26	1	A
213+500	298	222	166	121	77	42	27	1	A
213+600	409	311	238	179	117	62	41	1	E
213+800	334	232	154	98	49	19	12	1	E

(continuação)

Distância (m)	Deflexões (μm)							C. fendilhamento	T.F A/E
	DF1	DF2	DF3	DF4	DF5	DF6	DF7		
213+900	228	178	135	100	61	28	13	1	E
214+000	293	230	174	128	80	37	20	1	E
214+100	337	255	191	135	81	38	23	1	A
214+200	307	228	170	122	74	33	20	1	A
214+300	353	275	204	149	93	45	28	1	A
214+400	228	174	128	92	56	27	17	1	A
214+500	311	232	170	123	76	37	26	1	A
214+600	284	223	171	128	82	39	24	1	A
214+700	300	227	166	118	71	31	18	1	A
214+800	289	219	159	112	64	26	14	1	A
214+900	265	186	127	84	46	21	14	1	A
215+000	289	225	169	122	74	34	20	1	A
215+100	296	224	165	118	73	36	24	1	A
215+200	256	200	153	112	70	33	21	1	A
215+300	302	219	158	110	67	33	22	1	A
215+400	255	198	151	112	72	36	22	1	A
215+500	294	224	163	115	71	35	23	1	A
215+600	217	170	133	100	67	37	26	1	A
215+700	274	221	176	142	95	51	25	1	A
215+800	271	230	191	156	113	66	41	1	A
215+900	258	214	173	138	96	53	32	1	E
216+000	234	181	136	99	62	31	21	1	E
216+100	317	242	178	126	73	34	23	1	A
216+200	282	208	149	101	57	27	20	1	A
216+300	389	288	205	142	85	42	29	1	A
216+400	312	240	183	134	84	41	27	1	A
216+500	301	227	168	122	75	37	24	1	A
216+600	308	240	184	138	89	45	29	1	A
216+700	356	289	230	178	125	71	46	1	E
216+800	380	271	192	134	80	45	33	1	E
216+900	379	273	200	142	86	41	27	1	E
217+000	361	281	219	168	117	69	45	1	E
217+100	339	260	198	151	104	62	42	1	E
217+200	272	207	158	118	80	48	35	1	E
217+300	354	249	174	121	77	45	34	1	E
217+400	354	251	180	126	78	41	29	1	E
217+500	333	244	170	118	71	38	27	1	E
217+600	272	204	149	106	65	31	22	1	E
217+700	347	258	191	138	87	45	29	1	E

(continuação)

Distância (m)	Deflexões (μm)							C. fendilhamento	T.F A/E
	DF1	DF2	DF3	DF4	DF5	DF6	DF7		
217+800	301	243	192	148	101	54	37	1	E
217+900	285	218	163	117	74	37	24	1	A
218+000	256	205	166	129	91	50	34	1	A
218+100	411	281	192	127	71	34	23	1	A
218+200	350	259	191	140	93	54	38	1	E
218+300	328	245	187	140	96	58	43	1	E
218+400	255	199	156	123	84	49	32	1	E
218+500	284	206	147	103	63	35	25	1	A
218+600	236	181	136	98	62	32	23	1	A
218+700	306	227	164	114	66	31	20	1	A
218+800	273	217	168	122	75	37	26	1	A
218+900	297	221	159	111	66	35	25	1	A
219+000	267	210	161	121	79	39	25	1	A
219+100	285	218	164	118	75	39	27	1	A
219+200	253	190	142	104	67	36	25	1	A
219+300	371	255	173	117	69	37	27	1	A
219+400	386	247	159	102	57	29	19	1	A
219+500	310	225	160	111	67	34	24	1	A
219+600	301	226	163	113	68	33	22	1	A
219+700	258	187	134	93	56	27	18	1	A
219+800	336	249	185	135	88	51	38	1	A
219+900	323	245	177	125	73	34	23	1	A
220+000	352	253	176	122	72	38	27	1	A
220+100	362	266	194	140	91	51	35	1	E
220+200	246	195	153	116	78	43	30	1	A
220+300	301	226	166	118	70	31	21	1	A
220+400	268	202	149	105	64	30	20	1	A
220+500	386	289	214	155	98	52	34	1	A
220+600	293	228	175	131	85	45	31	1	E
220+700	397	307	231	170	108	58	41	1	E
220+800	343	275	217	168	112	60	34	1	E
220+900	267	197	140	98	55	24	14	1	E
221+000	358	252	176	118	64	26	17	1	E
221+100	287	216	158	112	67	31	20	1	A
221+200	281	205	147	103	62	32	23	1	A
221+300	264	201	150	108	69	35	23	1	A
221+400	301	223	162	115	70	35	23	1	A
221+500	259	196	148	108	68	33	20	1	A
221+700	224	172	129	95	58	28	18	1	A

(continuação)

Distância (m)	Deflexões (μm)							C. fendilhamento	T.F A/E
	DF1	Df2	DF3	DF4	DF5	DF6	DF7		
221+800	246	186	138	99	60	30	20	1	A
221+900	246	192	146	110	71	35	20	1	A
222+000	318	233	173	127	79	43	29	1	A
222+100	320	245	180	128	79	40	25	1	A
222+200	233	182	140	107	71	41	28	1	E
222+300	233	191	156	123	85	49	35	1	E
222+400	335	268	217	175	127	79	56	1	E
222+500	304	230	171	127	78	40	25	1	A
222+600	319	243	183	136	90	49	35	1	A
222+700	334	264	207	161	112	67	46	1	A
222+800	271	218	174	139	96	55	36	1	A
222+900	211	167	131	100	69	38	26	1	A
223+000	317	236	173	126	78	41	27	1	E
223+200	377	273	191	132	77	39	27	1	A
223+300	302	230	176	134	87	46	29	1	A
223+400	294	222	169	125	80	40	27	1	A
223+500	236	184	143	108	71	36	23	1	A
223+800	325	260	205	154	101	52	32	1	E
223+900	304	231	173	125	78	40	27	1	E
224+000	323	262	209	163	112	63	43	1	E
224+100	279	220	170	128	85	46	31	1	A
224+200	342	260	197	144	91	50	35	1	A
224+300	271	212	165	127	86	50	36	1	A
224+400	314	244	185	136	87	44	27	1	A
224+500	327	250	188	138	85	40	23	1	A
224+600	333	251	186	134	82	36	20	1	A
224+700	256	199	153	112	72	34	22	1	A
224+800	251	193	145	106	64	26	13	1	E
224+900	255	198	150	109	64	26	13	1	E
225+000	274	214	164	123	79	40	26	1	E
225+100	234	188	143	109	72	39	31	1	A
225+200	304	227	160	111	68	30	25	1	A
225+300	327	262	201	155	106	58	40	1	A
225+400	307	245	187	143	97	53	34	1	A
225+500	311	238	177	133	86	49	38	1	A
225+600	334	262	191	141	91	46	38	1	A
225+700	301	234	171	124	75	36	23	1	A
225+800	290	233	180	137	91	46	30	1	A
225+900	292	241	180	140	97	54	35	1	A

(continuação)

Distância (m)	Deflexões (μm)							C. fendilhamento	T.F A/E
	DF1	DF2	DF3	DF4	DF5	DF6	DF7		
226+000	318	259	199	156	109	64	45	1	A
226+100	301	224	167	118	67	26	16	1	A
226+200	343	254	191	137	84	39	25	1	A
226+300	284	230	191	155	112	66	41	1	E
226+400	324	259	217	172	121	67	40	1	E
226+500	330	260	218	173	125	69	45	1	E
226+600	263	208	161	122	79	37	22	1	E
226+700	320	252	199	151	101	54	35	1	A
226+800	280	210	160	119	78	41	29	1	A
226+900	354	266	206	153	97	48	29	1	A
227+000	347	280	210	160	108	61	39	1	E
227+100	342	264	204	153	101	55	37	1	E
227+200	329	252	191	142	94	54	36	1	E
227+300	272	220	174	142	107	69	49	1	E
227+400	273	224	182	148	109	71	49	1	E
227+500	286	236	199	161	117	71	46	1	E
227+600	321	262	208	165	117	69	46	1	E
227+700	313	242	182	136	90	47	30	1	E
227+800	326	247	194	144	92	44	24	1	E
227+900	347	280	219	168	112	57	38	1	A
228+000	295	240	170	127	81	41	25	1	A
228+100	380	292	213	157	99	47	28	1	A
228+200	326	257	193	142	87	35	17	1	E
228+300	330	261	195	143	88	36	19	1	E
228+400	393	305	222	165	105	52	34	1	A
228+500	345	265	210	160	108	57	33	1	A
228+600	350	281	199	145	91	47	31	1	A
228+700	296	223	155	109	62	24	12	1	A
228+800	322	261	196	148	99	54	35	1	A
228+900	348	283	210	160	110	61	39	1	A
229+000	302	238	178	136	91	46	27	1	A
229+100	272	219	166	129	87	49	32	1	A
229+200	309	236	168	123	78	40	27	1	E
229+300	295	232	175	134	91	56	41	1	E
229+400	288	244	193	155	113	68	44	1	E
229+500	270	227	185	151	113	72	48	1	E
229+600	261	203	169	132	89	45	24	1	E
229+700	281	213	159	114	68	26	12	1	E
229+800	282	227	173	135	92	54	36	1	A

(continuação)

Distância (m)	Deflexões em (um)							C. fendilhamento	T.F A/E
	DF1	Df2	DF3	DF4	DF5	DF6	DF7		
229+900	285	226	180	138	95	51	35	1	A
230+000	281	221	166	126	84	48	34	1	A
230+102	330	245	185	136	87	46	31	1	A
230+200	297	242	182	139	94	49	32	1	A
230+300	289	237	186	145	99	58	36	1	A
230+400	287	237	189	150	104	56	34	1	A
230+500	306	231	168	120	71	28	12	1	E
230+600	303	230	167	121	71	27	12	1	E
230+700	284	216	160	116	71	28	11	1	E
230+800	232	184	139	104	66	29	15	1	A
230+900	294	228	174	133	89	50	34	1	A
231+000	288	218	170	125	83	53	40	1	A
231+200	401	298	211	151	93	47	32	1	A
231+300	357	260	196	139	86	40	26	1	A
231+400	336	236	167	120	74	39	25	1	A
231+600	271	220	164	127	88	50	34	1	A
231+700	218	163	121	89	57	33	23	1	A
231+800	339	264	196	143	91	46	31	1	A
231+900	390	267	184	124	70	36	26	1	A
232+400	310	228	166	118	73	38	29	1	A
232+500	346	266	192	140	88	42	27	1	A
232+600	388	275	193	137	84	43	29	1	A

*C. fendilhamento – classe de fendilhamento; T.F. – tipo de fundação; A - Aterro; E – Escavação

Temperatura Medidas do Ar e do Pavimento

Ensaio (km)	Hora	Temperatura do Ar (°C)	Temperatura do Pavimento (°C)
209+500	10:02	12,0	14,0
212+100	10:32	12,0	14,0
214+100	11:01	13,0	20,0
216+000	13:39	16,0	21,0
218+700	14:10	17,0	22,0
220+600	14:30	18,0	22,0
225+200	15:17	19,0	23,0
228+300	15:51	18,0	20,0
231+400	16:22	17,0	20,0

Resultados dos Ensaaios à Rotação

Sondagem	km	Espessuras (mm)		
		CD (*)	CR(*)	Total
S1	210+000	60,00	65,00	125,00
S2	211+000	52,00	88,00	140,00
S3	211+400	60,00	60,00	120,00
S4	212+000	58,00	87,00	145,00
S5	213+000	52,00	50,00	102,00
S6	214+000	48,00	67,00	115,00
S7	215000	50,00	80,00	130,00
S8	216000	58,00	92,00	150,00
S9	217000	60,00	70,00	130,00
S10	218000	60,00	110,00	170,00
S11	219000	60,00	90,00	150,00
S12	220000	50,00	60,00	110,00
S13	221000	62,00	53,00	115,00
S14	222000	60,00	95,00	155,00
S15	223000	55,00	90,00	145,00
S16	224000	60,00	90,00	150,00
S17	225000	60,00	90,00	150,00
S18	226000	64,00	81,00	145,00
S19	227000	60,00	75,00	135,00
S20	228000	58,00	87,00	145,00
S21	229000	65,00	90,00	155,00
S22	230000	55,00	75,00	130,00
S23	231000	60,00	60,00	120,00
S24	232000	55,00	45,00	100,00

(*) CD-camada desgaste; CR-camada de regularização

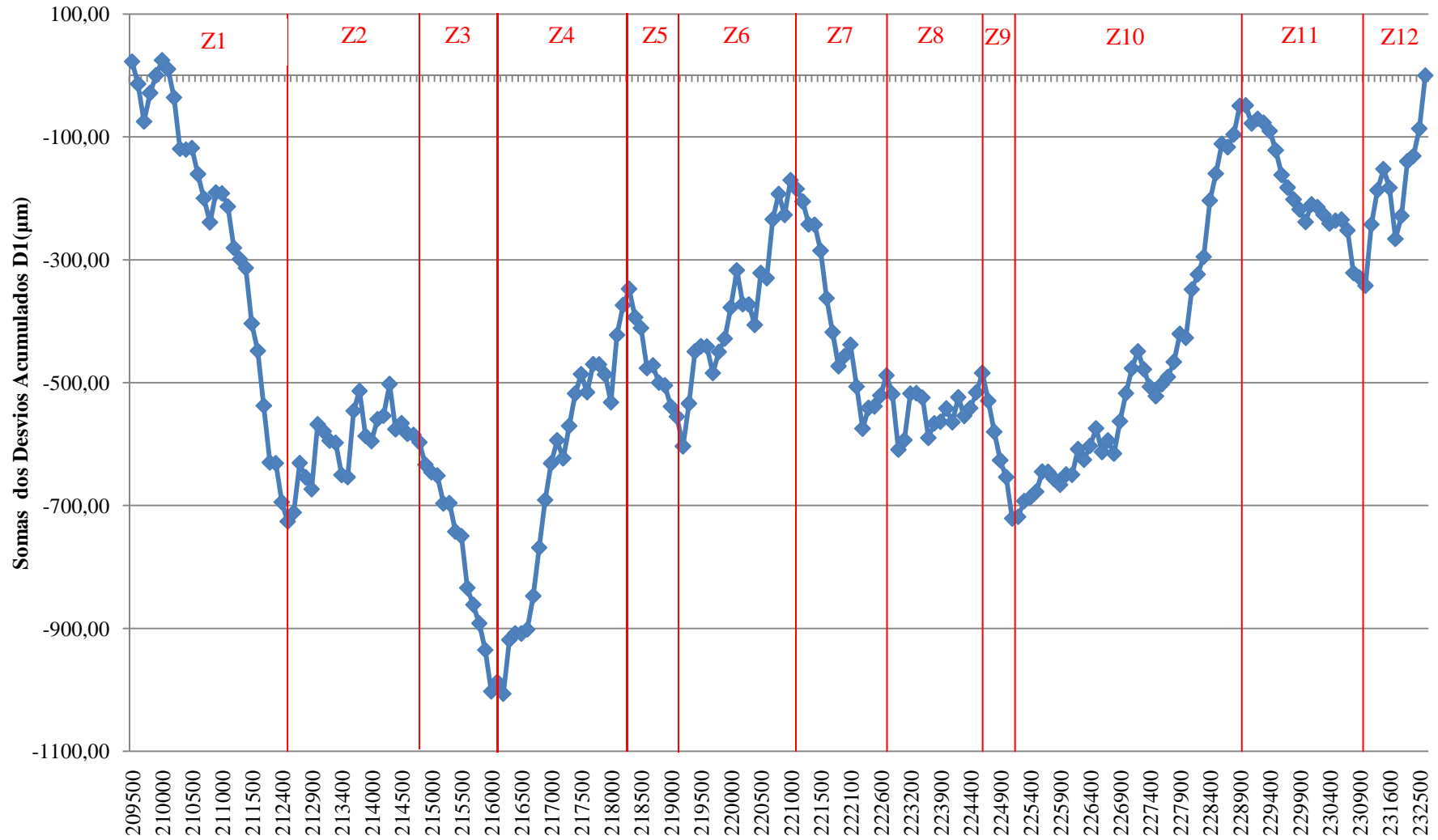
Anexo III

Definição das Subsecções Homogéneas

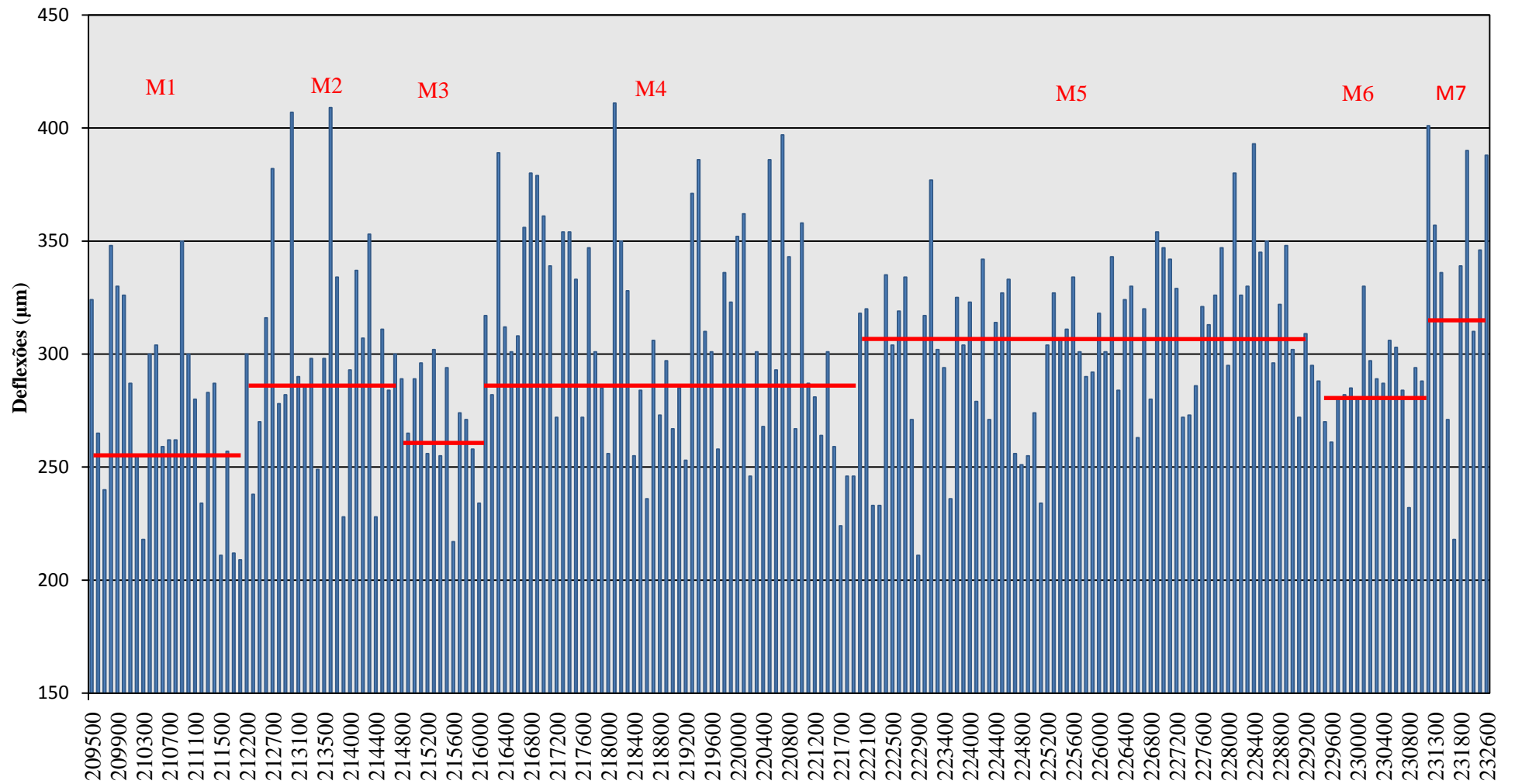
Método da Soma dos Desvios Acumulados

Método preconizado pela Dirección General Carreteras

Subsecções Homogêneas obtidas pela soma dos desvios acumulados preconizado pela AASTHO



Subsecções Homogêneas obtidas pelo método preconizado pela *Dirección General Carreteras*



Anexo IV

Localização das Subsecções Homogéneas Obtidas

Tratamento Estatístico

Cálculos Efectuados

Localização das subsecções homogêneas obtidas pelos dois métodos

Método AASTHO	
Zona	Localização (km)
Z1	209+500 - 212+550
Z2	212+550 - 214+750
Z3	214+750 - 216+250
Z4	216+250 - 218+350
Z5	218+350 - 219+250
Z6	219+250 - 220+950
Z7	220+950 - 223+100
Z8	223+100 - 224+650
Z9	224+650 - 225+250
Z10	225+250 - 229+050
Z11	229+050 - 231+100
Z12	231+100 - 232+600

Método DGC	
Zona	Localização (km)
M1	209+500 - 212+550
M2	212+550 - 214+450
M3	214+450 - 216+050
M4	216+050 - 221+950
M5	221+950 - 229+250
M6	229+250 - 231+100
M7	231+100 - 232+600

Tratamento estatístico para obtenção das bacias de deflexão características

		Subsecção Homogênea (AASTHO)					
		Z7	Z8	Z9	Z10	Z11	Z12
D1	Média	283,05	309,77	262,33	319,00	286,70	335,60
	Desvio	42,45	35,42	24,07	29,18	19,86	56,98
	Perc. 85	327,03	346,46	287,27	349,23	307,27	394,63
D2	Média	216,00	238,38	203,17	251,32	225,80	247,70
	Desvio	30,05	24,83	14,58	22,25	14,63	37,81
	Perc. 85	247,13	264,11	218,27	274,36	240,95	286,87
D3	Média	162,95	181,31	152,50	192,11	172,70	179,00
	Desvio	23,44	17,93	8,26	17,56	12,52	25,59
	Perc. 85	187,24	199,89	161,06	210,30	185,67	205,51
D4	Média	120,85	134,46	111,67	145,79	131,30	128,80
	Desvio	20,42	13,80	5,92	15,51	13,16	17,62
	Perc. 85	142,00	148,76	117,80	161,86	144,94	147,06
D5	Média	77,65	86,31	69,83	96,95	87,25	80,40
	Desvio	17,46	10,61	5,74	14,56	13,81	11,46
	Perc. 85	95,74	97,30	75,78	112,03	101,55	92,27
D6	Média	41,35	44,77	32,50	51,34	46,65	41,40
	Desvio	13,23	7,63	6,19	12,28	13,39	5,25
	Perc. 85	55,05	52,67	38,91	64,07	60,52	46,84
D7	Média	27,60	29,23	21,67	33,13	29,50	28,20
	Desvio	9,85	6,21	7,31	9,32	11,45	3,43
	Perc. 85	37,80	35,66	29,24	42,78	41,37	31,75

		Subsecção Homogénea (DGC)		
		M5	M6	M7
D1	Média	307,13	286,28	335,60
	Desvio	36,46	19,96	56,98
	Perc. 85	344,90	306,96	394,63
D2	Média	240,00	225,61	247,70
	Desvio	27,82	15,17	37,81
	Perc. 85	268,82	241,33	286,87
D3	Média	183,01	173,33	179,00
	Desvio	21,65	13,07	25,59
	Perc. 85	205,44	186,87	205,51
D4	Média	137,99	131,89	128,80
	Desvio	18,38	13,75	17,62
	Perc. 85	157,03	146,13	147,06
D5	Média	90,77	87,78	80,40
	Desvio	15,77	14,41	11,46
	Perc. 85	107,11	102,71	92,27
D6	Média	47,99	46,89	41,40
	Desvio	12,19	14,05	5,25
	Perc. 85	60,62	61,44	46,84
D7	Média	31,37	29,50	28,20
	Desvio	9,10	12,08	3,43
	Perc. 85	40,80	42,01	31,75

Cálculos efectuados para o Método da AASHTO

Zona	Deflexão Característica (µm)							Temperatura (°C)		Espessura (mm)				
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	Ar	Pavimento	CD	CR	Total	Base	Sub-base
Z7	327,03	247,13	187,24	142,00	95,74	55,05	37,80	18,00	22,00	60,00	95,00	155,00	300,00	200,00
Z8	346,46	264,11	199,89	148,76	97,30	52,67	35,66	19,00	23,00	60,00	90,00	150,00	300,00	200,00
Z9	287,27	218,27	161,06	117,80	75,78	38,91	29,24	19,00	23,00	60,00	90,00	150,00	300,00	200,00
Z10	349,23	274,36	210,30	161,86	112,03	64,07	42,78	18,00	20,00	60,00	75,00	135,00	300,00	200,00
Z11	307,27	240,95	185,67	144,94	101,55	60,52	41,37	17,00	20,00	65,00	90,00	155,00	300,00	300,00
Z12	394,63	286,87	205,51	147,06	92,27	46,84	31,75	17,00	20,00	55,00	45,00	100,00	300,00	300,00

Zona	Módulos de Deformabilidade (MPa)				Hora		Espessura (mm)		Temperatura (°C)		E _{15°C} (MPa)	E _{29°C} (MPa)
	Mistura Betuminosas	Base	Sub-base	Fundação	Ensaio	Decimal	Total	Representativa	Representativa	Projecto		
Z7	6200	250	220	190	14:30	14,50	155,00	77,50	17,80	29,00	6919	4178
Z8	5700	220	210	190	15:01	15,02	150,00	75,00	19,20	29,00	6692	4040
Z9	6500	300	250	220	15:17	15,28	150,00	75,00	19,30	29,00	7667	4629
Z10	8500	200	190	180	15:44	15,73	135,00	67,50	17,00	29,00	9189	5548
Z11	7000	220	210	200	16:20	16,33	155,00	77,50	16,90	29,00	7539	4552
Z12	13000	210	200	180	16:30	16,50	100,00	50,00	18,30	29,00	14742	8900

Cálculos efectuados para o Método da DGC

Zona	Deflexões Características (µm)							Temperatura (°C)		Hora		Temperatura representativa (°C)
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7	Ar	Pavimento	Ensaio	Decimal	
M5	344,90	268,82	205,44	157,03	107,11	60,62	40,80	18,00	20,00	15:17	15,28	16,76
M6	306,96	241,33	186,87	146,13	102,71	61,44	42,01	17,00	20,00	15:51	15,85	16,54
M7	394,63	286,87	205,51	147,06	92,27	46,84	31,75	17,00	20,00	16:22	16,37	18,19

Zona	Espessuras (mm)					Factor de Correção		Deflexões Características corrigidas (µm)						
	CD	CR	Total	Base	Sub-base	C _t	C _h	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
M5	60,00	75,00	135,00	300,00	200,00	1,05	1,15	416,90	324,94	248,33	189,81	129,47	73,27	49,32
M6	65,00	90,00	155,00	300,00	300,00	1,05	1,15	372,36	292,75	226,68	177,26	124,59	74,54	50,97
M7	55,00	45,00	100,00	300,00	300,00	1,03	1,15	466,45	339,08	242,92	173,82	109,07	55,37	37,53

Zona	Módulos de Deformabilidade (MPa)				Temperatura de projecto (°C)	E _{29°C} (MPa)
	Mistura Betuminosas	Base	Sub-base	Fundação		
M1	8000	190	90	160	29,00	4830
M2	9000	190	90	160	29,00	5434
M3	13000	210	90	180	29,00	7849

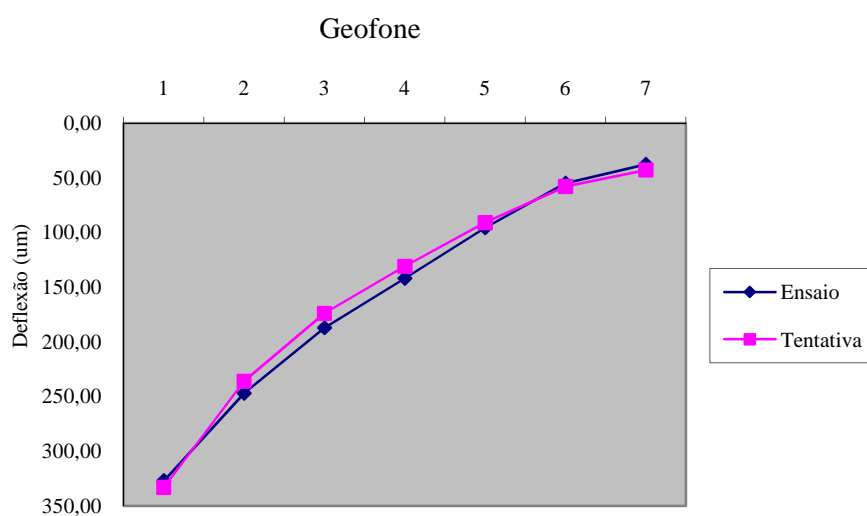
Anexo V

Retroanálise

Retroanálise da Subsecção Z7

Geofone	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Deflexões características (μm)	327,03	247,13	187,24	142,00	95,74	55,05	37,80

	Mistura Betuminosa	Camada de Base	Camada de Sub-base	Solo Fundação
Coefficiente Poisson	0,35	0,35	0,35	0,40
Espessura (m)	0,155	0,300	0,200	Semi-Infinito



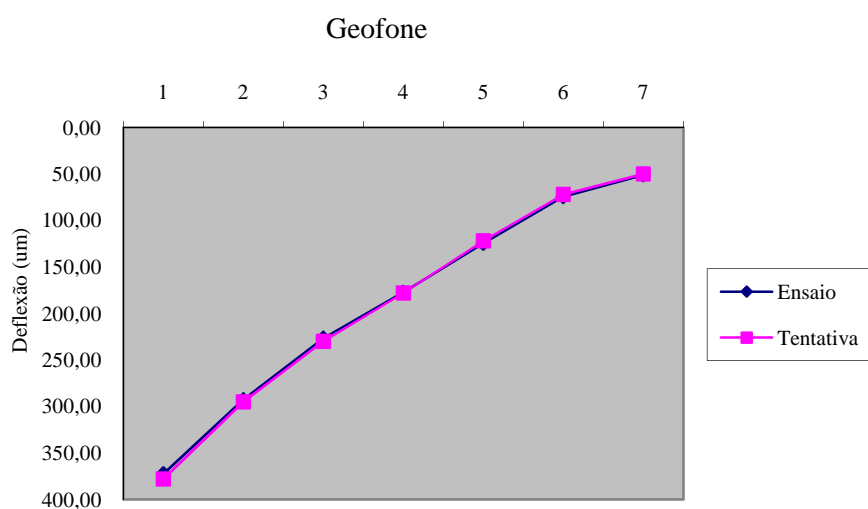
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Deflexão (μm)	333	236	174	131	91	58	43
Verificação	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

	Mistura Betuminosa	Camada de Base	Camada de Sub-base	Solo de Fundação
E (MPa)	6200	250	220	190

Retroanálise da Subsecção Z8

Geofone	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Deflexões características (μm)	346,46	264,11	199,89	148,76	97,30	52,67	35,60

	Mistura Betuminosa	Camada de Base	Camada de Sub-base	Solo Fundação
Coefficiente Poisson	0,35	0,35	0,35	0,40
Espessura (m)	0,150	0,300	0,200	Semi-Infinito



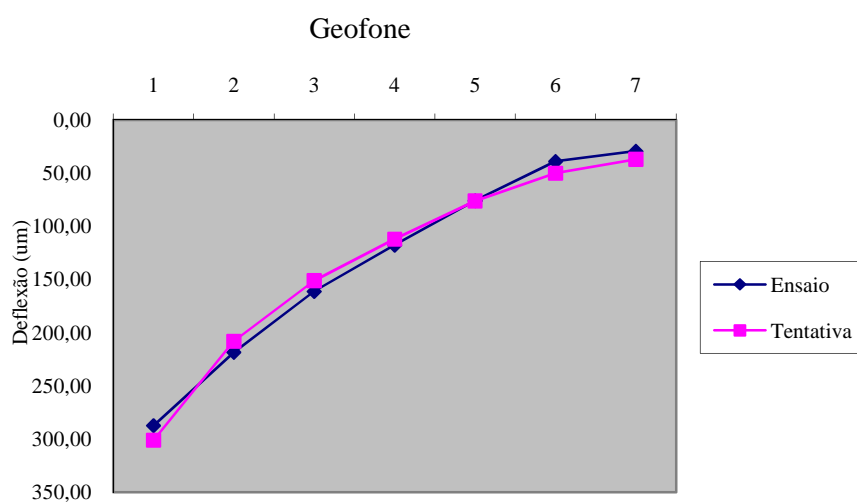
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Deflexão (μm)	362	252	182	133	90	57	42
Verificação	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

	Mistura Betuminosa	Camada de Base	Camada de Sub-base	Solo de Fundação
E (MPa)	5700	220	210	190

Retroanálise da Subsecção Z9

Geofone	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Deflexões características (μm)	287,27	218,27	161,06	117,60	75,78	38,91	29,24

	Mistura Betuminosa	Camada de Base	Camada de Sub-base	Solo Fundação
Coefficiente Poisson	0,35	0,35	0,35	0,40
Espessura (m)	0,150	0,300	0,200	Semi-Infinito



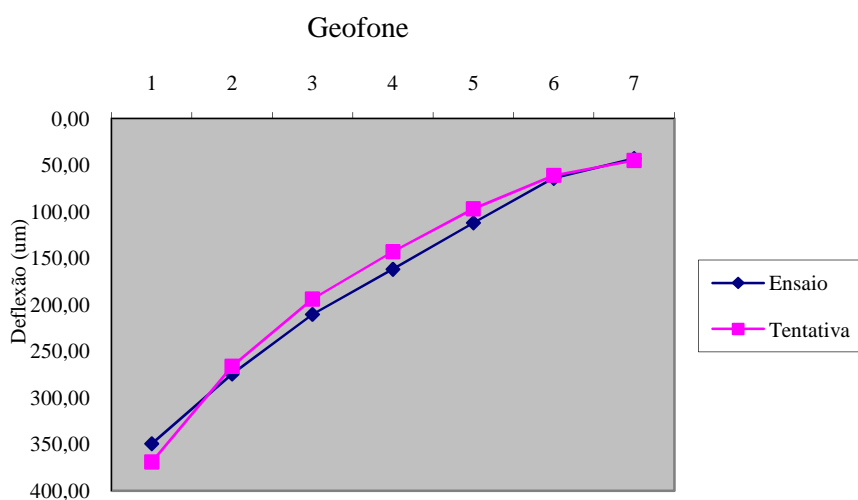
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Deflexão (μm)	301	208	151	112	76	50	37
Verificação	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

	Mistura Betuminosa	Camada de Base	Camada de Sub-base	Solo de Fundação
E (MPa)	6500	300	250	220

Retroanálise da Subsecção Z10

Geofone	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Deflexões características (μm)	349,23	274,36	210,30	161,86	112,03	64,07	42,78

	Mistura Betuminosa	Camada de Base	Camada de Sub-base	Solo Fundação
Coeficiente Poisson	0,35	0,35	0,35	0,40
Espessura (m)	0,135	0,300	0,200	Semi-Infinito



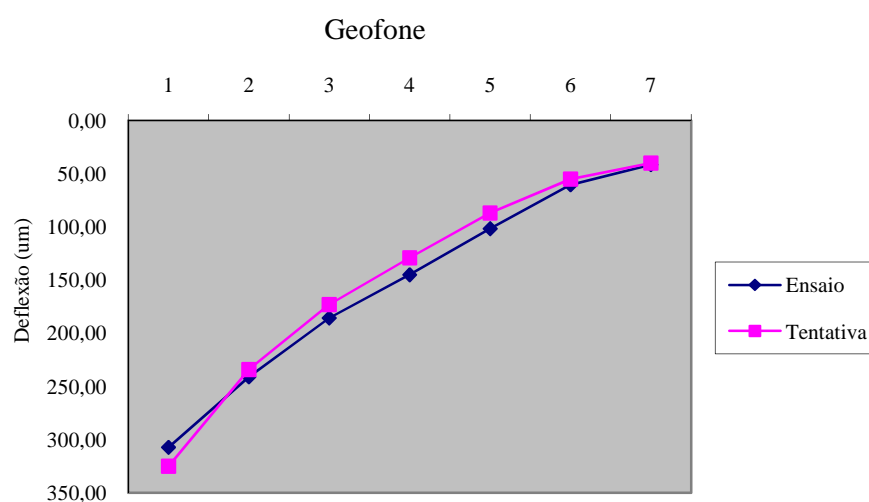
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Deflexão (μm)	369	266	194	143	97	61	45
Verificação	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

	Mistura Betuminosa	Camada de Base	Camada de Sub-base	Solo de Fundação
E (MPa)	8500	200	190	180

Retroanálise da Subsecção Z11

Geofone	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Deflexões características (μm)	307,27	240,95	185,67	144,94	101,55	60,42	41,37

	Mistura Betuminosa	Camada de Base	Camada de Sub-base	Solo Fundação
Coefficiente Poisson	0,35	0,35	0,35	0,40
Espessura (m)	0,155	0,300	0,300	Semi-Infinito



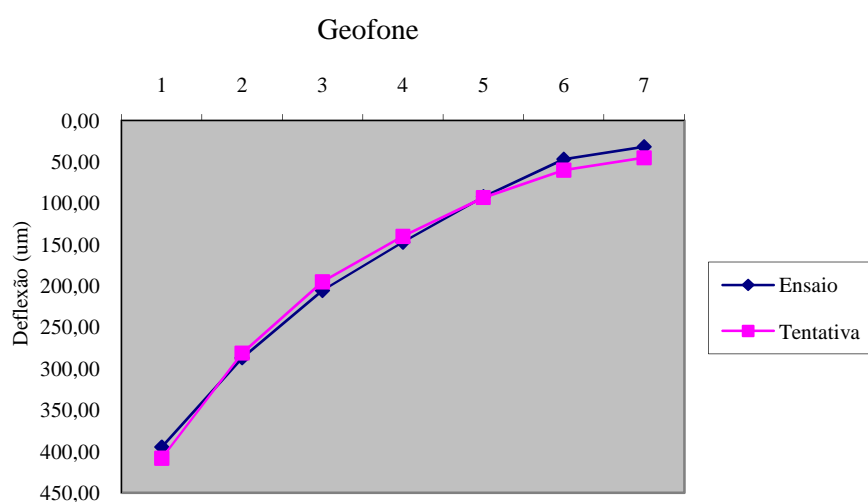
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Deflexão (μm)	325	234	173	129	87	55	40
Verificação	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

	Mistura Betuminosa	Camada de Base	Camada de Sub-base	Solo de Fundação
E (MPa)	7000	220	210	200

Retroanálise da Subsecção Z12

Geofone	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Deflexões características (μm)	394,63	286,87	205,51	147,06	92,27	46,84	31,75

	Mistura Betuminosa	Camada de Base	Camada de Sub-base	Solo Fundação
Coefficiente Poisson	0,35	0,35	0,35	0,40
Espessura (m)	0,100	0,300	0,200	Semi-Infinito



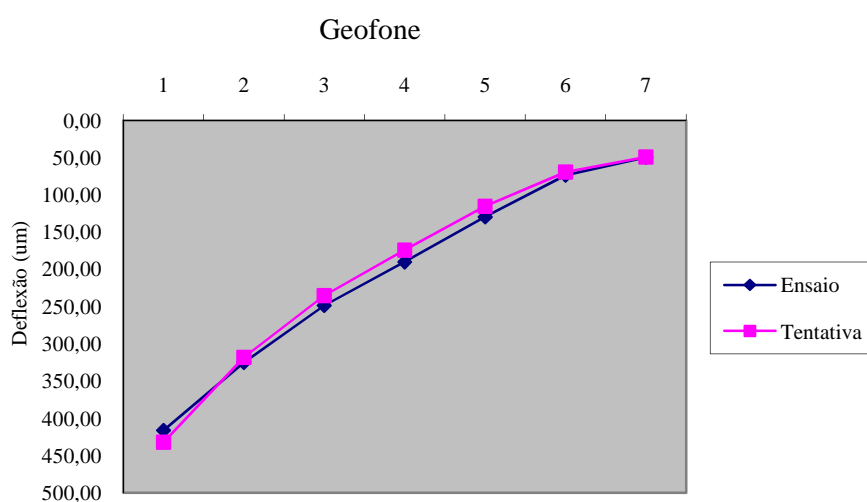
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Deflexão (μm)	408	281	195	140	93	60	45
Verificação	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

	Mistura Betuminosa	Camada de Base	Camada de Sub-base	Solo de Fundação
E (MPa)	13000	210	200	180

Retroanálise da Subsecção M5

Geofone	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Deflexões características (μm)	416,19	324,94	248,33	189,81	129,47	73,27	49,22

	Mistura Betuminosa	Camada de Base	Camada de Sub-base	Solo Fundação
Coefficiente Poisson	0,35	0,35	0,35	0,40
Espessura (m)	0,135	0,300	0,200	Semi-Infinito



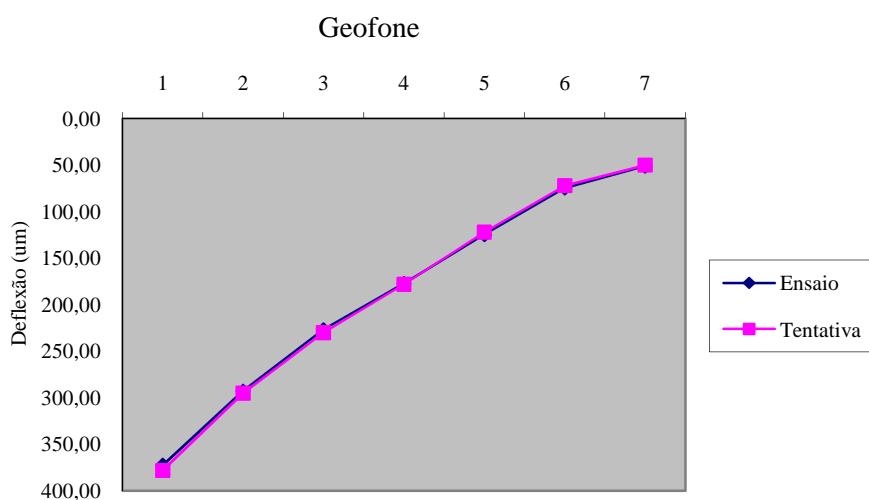
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Deflexão (μm)	432	318	235	174	115	69	49
Verificação	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

	Mistura Betuminosa	Camada de Base	Camada de Sub-base	Solo de Fundação
E (MPa)	8000	190	90	160

Retroanálise da Subsecção M6

Geofone	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Deflexões características (μm)	372,36	292,75	226,68	177,26	124,59	74,54	50,97

	Mistura Betuminosa	Camada de Base	Camada de Sub-base	Solo Fundação
Coefficiente Poisson	0,35	0,35	0,35	0,40
Espessura (m)	0,155	0,300	0,300	Semi-Infinito



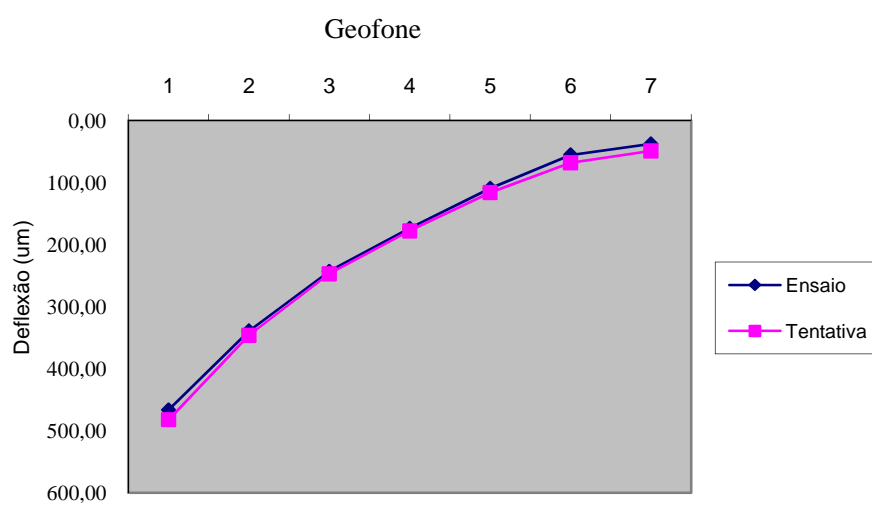
	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Deflexão (μm)	378	295	230	178	122	72	50
Verificação	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

	Mistura Betuminosa	Camada de Base	Camada de Sub-base	Solo de Fundação
E (MPa)	9000	190	90	160

Retroanálise da subsecção M7

Geofone	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Deflexões características (μm)	466,45	339,08	242,92	173,82	109,07	55,37	37,53

	Mistura Betuminosa	Camada de Base	Camada de Sub-base	Solo Fundação
Coefficiente Poisson	0,35	0,35	0,35	0,40
Espessura (m)	0,100	0,300	0,300	Semi-Infinito



	D1	D2	D3	D4	D5	D6	D7
Deflexão (μm)	482	346	247	178	116	68	49
Verificação	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

	Mistura Betuminosa	Camada de Base	Camada de Sub-base	Solo de Fundação
E (MPa)	13000	210	90	160

Anexo VI

Tabelas de Dimensionamento pelo Método das Deflexões Reversíveis

Subsecção Z8

Subsecção M5

Dimensionamento da Camada de Reforço da Subsecção Z8 com Betão Betuminoso (BB)

Material	Espessura (m)	E (MPa)	Temperatura de serviço (°C)
Betão betuminoso	0,070	2527	30,2
Mistura Betuminosa	0,150	4040	
Base Granular	0,300	220	
Sub-base Granular	0,200	210	
Solo fundação	Semi-infinito	190	

Cálculo da rigidez				Tipo de betume 50/70			
P25 - (0,1 mm)	Tab - (°C)	P25r - (0,1 mm)	Tabr - (°C)	IPen	V (km/h)	t(s)	Sb - (MPa)
60,00	50,00	39,00	57,21	-0,163	40,00	0,03	7,60

Cálculo de Vb e Va					
γ_b (kN/m ³)	γ_a (kN/m ³)	tb (%)	n (%)	Vb	Va
10,40	26,00	5,00	6,00	0,104	0,836

Cálculo do Módulo de Deformabilidade - Método Shell								
Vb - (%)	Va - (%)	Sm108	Sm3109	S68	S89	A	Em - (Pa)	Em - (MPa)
10,44	83,56	10,12	10,59	0,64	0,36	9,40	2526801736	2527

Verificação à Fadiga						
Base misturas antigas	ϵt (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,00009897	10,44	4040000000	5,44	4,10	75%

Verificação à Fadiga						
Base misturas novas	ϵt (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,0000225	10,44	2526801736	20839,83	4,10	0%

Verificação Deformação Permanente				
Topo da camada de base	ϵz (BISAR)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,0002533	4,70	4,10	87%

Dimensionamento da Camada de Reforço da Subsecção Z8 com Mistura Betuminosa de Alto Módulo (MBAM)

Material	Espessura (m)	E (MPa)	Temperatura de serviço (°C)
Betao betuminoso	0,04	11181	29,8
Mistura Betuminosa	0,15	4040	
Base Granular	0,30	220	
Sub-base Granular	0,20	210	
Solo fundação	Semi-infinito	190	

Cálculo da rigidez				Tipo de betume 10/20			
P25 - (0,1 mm)	Tab - (°C)	P25r - (0,1 mm)	Tabr - (°C)	IPen	V (km/h)	t(s)	Sb - (MPa)
15,00	69,50	9,75	73,07	0,002	40,00	0,03	68,04

Cálculo de Vb e Va					
γ_b (kN/m ³)	γ_a (kN/m ³)	tb (%)	n (%)	Vb	Va
10,40	26,00	5,00	5,00	0,106	0,844

Cálculo do Módulo de Deformabilidade - Método Shell								
Vb - (%)	Va - (%)	Sm108	Sm3109	S68	S89	A	Em - (Pa)	Em - (MPa)
10,56	84,44	10,16	10,60	0,64	0,34	10,05	11180857554	11181

Verificação à Fadiga							
Base misturas antigas	ϵ_t (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)	
	0,000103	10,44	4040000000	4,45	4,10	92%	

Verificação à Fadiga							
Base misturas novas	ϵ_t (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)	
	0,00000843	10,56	11180857554	203495,88	4,10	0%	

Verificação Deformação Permanente				
Topo da camada de base	ϵ_z (BISAR)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,0002545	4,60	4,10	88%

Dimensionamento da Camada de Reforço da Subsecção Z8 com Mistura Betuminosa Aberta com Betume Modificado com Borracha (MBA-BMB)

Material	Espessura (m)	E (MPa)
Betão betuminoso	0,08	1500
Mistura Betuminosa	0,15	4040
Base Granular	0,30	220
Sub-base Granular	0,20	210
Solo fundação	Semi-infinito	190

Cálculo da rigidez				Tipo de betume 50/70 modificado			
P25 - (0,1 mm)	Tab - (°C)	P25r - (0,1 mm)	Tabr - (°C)	IPen	V (km/h)	t(s)	Sb - (MPa)

Cálculo de Vb e Va					
γ_b (kN/m ³)	γ_a (kN/m ³)	tb (%)	n (%)	Vb	Va
10,40	26,00	9,50	15,00	0,163	0,687

Cálculo do Módulo de Deformabilidade - Método Shell								
Vb - (%)	Va - (%)	Sm108	Sm3109	S68	S89	A	Em - (Pa)	Em - (MPa)
16,31								

Verificação à Fadiga						
Base misturas antigas	ϵ_t (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,0001001	10,44	4040000000	5,13	4,10	80%

Verificação à Fadiga						
Base misturas novas	ϵ_t (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,00003141	16,31	1500000000	76651,12	4,10	0%

Verificação Deformação Permanente				
Topo da camada de base	ϵ_z (BISAR)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,0002595	4,30	4,10	96%

Dimensionamento da Camada de Reforço da Subsecção Z8 com Mistura Betuminosa Rugosa com Betume Modificado com Borracha (MBR-BMB)

Material	Espessura (m)	E (MPa)
Betao betuminoso	0,06	3500
Mistura Betuminosa	0,15	4040
Base Granular	0,30	220
Sub-base Granular	0,20	210
Solo fundação	Semi-infinito	190

Cálculo da rigidez				Tipo de betume 50/70 modificado			
P25 - (0,1 mm)	Tab - (°C)	P25r - (0,1 mm)	Tabr - (°C)	IPen	V (km/h)	t(s)	Sb - (MPa)

Cálculo de Vb e Va					
γ_b (kN/m ³)	γ_a (kN/m ³)	tb (%)	n (%)	Vb	Va
10,40	26,00	8,50	5,50	0,166	0,779

Cálculo do Módulo de Deformabilidade - Método Shell								
Vb - (%)	Va - (%)	Sm108	Sm3109	S68	S89	A	Em - (Pa)	Em - (MPa)
16,56								

Verificação à Fadiga						
Base misturas antigas	ϵ_t (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,0001006	10,44	4040000000	5,00	4,10	82%

Verificação à Fadiga						
Base misturas novas	ϵ_t (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,00002101	16,56	3000000000	176355,85	4,10	0%

Verificação Deformação Permanente				
Topo da camada de base	ϵ_z (BISAR)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,0002567	4,50	4,10	92%

Dimensionamento da Camada de Reforço da Subsecção Z8 com Betão Betuminoso Rugoso com Betume Modificado com Polímero (BBR-PMB)

Material	Espessura (m)	E (MPa)
Betao betuminoso	0,05	6000
Mistura Betuminosa	0,15	4040
Base Granular	0,30	220
Sub-base Granular	0,20	210
Solo fundação	Semi-infinito	190

Cálculo da rigidez				Tipo de betume 50/70 modificado			
P25 - (0,1 mm)	Tab - (°C)	P25r - (0,1 mm)	Tabr - (°C)	IPen	V (km/h)	t(s)	Sb - (MPa)

Cálculo de Vb e Va					
γ_b (kN/m ³)	γ_a (kN/m ³)	tb (%)	n (%)	Vb	Va
10,40	26,00	5,00	4,50	0,106	0,849

Cálculo do Módulo de Deformabilidade - Método Shell								
Vb - (%)	Va - (%)	Sm108	Sm3109	S68	S89	A	Em - (Pa)	Em - (MPa)
10,61								

Verificação à Fadiga						
Base misturas antigas	ϵ_t (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,0001015	10,44	4040000000	4,78	4,10	86%

Verificação à Fadiga						
Base misturas novas	ϵ_t (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,00001446	10,61	6000000000	43014,97	4,10	0%

Verificação Deformação Permanente				
Topo da camada de base	ϵ_z (BISAR)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,0002547	4,60	4,10	89%

Dimensionamento da Camada de Reforço da Subsecção M5 com Betão Betuminoso (BB)

Material	Espessura (m)	E (MPa)	Temperatura de serviço (°C)
Betão betuminoso	0,090	2497	30,3
Mistura Betuminosa	0,135	4830	
Base Granular	0,300	190	
Sub-base Granular	0,200	90	
Solo fundação	Semi-infinito	160	

Cálculo da rigidez				Tipo de Betume 50/70			
P25 - (0,1 mm)	Tab - (°C)	P25r - (0,1 mm)	Tabr - (°C)	IPen	V (km/h)	t(s)	Sb - (MPa)
60,00	50,00	39,00	57,21	-0,163	40,00	0,03	7,46

Cálculo de Vb e Va					
γ_b (kN/m ³)	γ_a (kN/m ³)	tb (%)	n (%)	Vb	Va
10,40	26,00	5,00	6,00	0,104	0,836

Cálculo do Módulo de Deformabilidade - Método Shell								
Vb - (%)	Va - (%)	Sm108	Sm3109	S68	S89	A	Em - (Pa)	Em - (MPa)
10,44	83,56	10,12	10,59	0,64	0,36	9,40	2497131832	2497

Verificação à Fadiga							
Base misturas antigas	ϵ_t (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	N_{adm} (10^7)	N_{dim} (10^7)	Dano (85%)	
	0,00009685	10,44	4830000000	4,39	4,10	93%	

Verificação à Fadiga							
Base misturas novas	ϵ_t (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	N_{adm} (10^7)	N_{dim} (10^7)	Dano (85%)	
	0,0000181	10,44	2497131832	63189,86	4,10	0%	

Verificação Deformação Permanente				
Topo da camada de base	ϵ_z (BISAR)	N_{adm} (10^7)	N_{dim} (10^7)	Dano (85%)
	0,0002438	5,50	4,10	74%

Dimensionamento da Camada de Reforço da Subsecção M5 com Mistura Betuminosa de Alto Módulo (MBAM)

Material	Espessura (m)	E (MPa)	Temperatura de serviço (°C)
Mistura Betuminosa Alto módulo	0,060	11181	29,8
Mistura Betuminosa	0,135	4830	
Base Granular	0,300	190	
Sub-base Granular	0,200	90	
Solo fundação	Semi-infinito	160	

Cálculo da rigidez				Tipo de betume 10/20			
P25 - (0,1 mm)	Tab - (°C)	P25r - (0,1 mm)	Tabr - (°C)	IPen	V (km/h)	t(s)	Sb - (MPa)
15,00	69,50	9,75	73,07	0,002	40,00	0,03	68,04

Cálculo de Vb e Va					
γ_b (kN/m ³)	γ_a (kN/m ³)	tb (%)	n (%)	Vb	Va
10,40	26,00	5,00	5,00	0,106	0,844

Cálculo do Módulo de Deformabilidade - Método Shell								
Vb - (%)	Va - (%)	Sm108	Sm3109	S68	S89	A	Em - (Pa)	Em - (MPa)
10,56	84,44	10,16	10,60	0,64	0,34	10,05	11180857554	11181

Verificação à Fadiga							
Base misturas antigas	ϵ_t (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)	
	0,00009572	10,44	4830000000	4,65	4,10	88%	

Verificação à Fadiga							
Base misturas novas	ϵ_t (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)	
	0,00001249	10,56	11180857554	28502,39	4,10	0%	

Verificação Deformação Permanente				
Topo da camada de base	ϵ_z (BISAR)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,0002289	7,08	4,10	58%

Dimensionamento da Camada de Reforço da Subsecção M5 com Mistura Betuminosa Aberta com Betume Modificado com Borracha (MBA-BMB)

Material	Espessura (m)	E (MPa)
MBA-BMB	0,110	1500
Mistura Betuminosa	0,135	4830
Base Granular	0,300	190
Sub-base Granular	0,200	90
Solo fundação	Semi-infinito	160

Cálculo da rigidez				Tipo de Betume 50/70 modificado			
P25 - (0,1 mm)	Tab - (°C)	P25r - (0,1 mm)	Tabr - (°C)	IPen	V (km/h)	t(s)	Sb - (MPa)

Cálculo de Vb e Va					
γ_b (kN/m ³)	γ_a (kN/m ³)	tb (%)	n (%)	Vb	Va
10,40	26,00	9,50	15,00	0,163	0,687

Cálculo do Módulo de Deformabilidade - Método Shell								
Vb - (%)	Va - (%)	Sm108	Sm3109	S68	S89	A	Em - (Pa)	Em - (MPa)
16,31								

Verificação à Fadiga						
Base misturas antigas	ϵ_t (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,00009503	10,44	4830000000	4,82	4,10	85%

Verificação à Fadiga						
Base misturas novas	ϵ_t (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,00002435	16,31	1500000000	273755,82	4,10	0%

Verificação Deformação Permanente				
Topo da camada de base	ϵ_z (BISAR)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,0002416	5,71	4,10	72%

Dimensionamento da Camada de Reforço da Subsecção M5 com Mistura Betuminosa Rugosa com Betume Modificado com Borracha (MBR-BMB)

Material	Espessura (m)	E (MPa)
MBR-BMB	0,800	3500
Mistura Betuminosa	0,135	4830
Base Granular	0,300	190
Sub-base Granular	0,200	90
Solo fundação	Semi-infinito	160

Cálculo da rigidez				Tipo de betume 50/70 modificado			
P25 - (0,1 mm)	Tab - (°C)	P25r - (0,1 mm)	Tabr - (°C)	IPen	V (km/h)	t(s)	Sb - (MPa)

Cálculo de Vb e Va					
γ_b (kN/m ³)	γ_a (kN/m ³)	tb (%)	n (%)	Vb	Va
10,40	26,00	8,50	5,50	0,166	0,779

Cálculo do Módulo de Deformabilidade - Método Shell								
Vb - (%)	Va - (%)	Sm108	Sm3109	S68	S89	A	Em - (Pa)	Em - (MPa)
16,56								

Verificação à Fadiga						
Base misturas antigas	ϵt (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,00009741	10,44	4830000000	4,26	4,10	96%

Verificação à Fadiga						
Base misturas novas	ϵt (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,00001336	16,56	3500000000	1284569,28	4,10	0%

Verificação Deformação Permanente				
Topo da camada de base	ϵz (BISAR)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,0002431	5,57	4,10	74%

Dimensionamento da Camada de Reforço da Subsecção M5 com Betão Betuminoso Rugoso com Betume Modificado com Polímero (BBR-PMB)

Material	Espessura (m)	E (MPa)
BBR-PMB	0,700	6000
Mistura Betuminosa	0,135	4830
Base Granular	0,300	190
Sub-base Granular	0,200	90
Solo fundação	Semi-infinito	160

Cálculo da rigidez			Tipo de betume 50/70 modificado				
P25 - (0,1 mm)	Tab - (°C)	P25r - (0,1 mm)	Tabr - (°C)	IPen	V (km/h)	t(s)	Sb - (MPa)

Cálculo de Vb e Va					
γ_b (kN/m ³)	γ_a (kN/m ³)	tb (%)	n (%)	Vb	Va
10,40	26,00	5,00	4,50	0,106	0,849

Cálculo do Módulo de Deformabilidade - Método Shell								
Vb - (%)	Va - (%)	Sm108	Sm3109	S68	S89	A	Em - (Pa)	Em - (MPa)
10,61								

Verificação à Fadiga						
Base misturas antigas	ϵ_t (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,00009626	10,44	4830000000	4,52	4,10	91%

Verificação à Fadiga						
Base misturas novas	ϵ_t (BISAR)	Vb (%)	Em (Pa)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,0000046	16,56	6000000000	100612257,60	4,10	0%

Verificação Deformação Permanente				
Topo da camada de base	ϵ_z (BISAR)	$N_{adm} (10^7)$	$N_{dim} (10^7)$	Dano (85%)
	0,0002355	6,30	4,10	65%